



*Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos.*
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA



CIMENTACIONES ESPECIALES PARA UN AEROGENERADOR

Trabajo realizado por:

Hugo González Lázare

Dirigido:

Francisco Ballester Muñoz

Jokin Rico Arenal

Titulación:

**Máster Universitario en
Ingeniería de Caminos, Canales y
Puertos**

Santander, Junio de 2018

TRABAJO FINAL DE MASTER

RESUMEN

CIMENTACIONES ESPECIALES PARA UN AEROGENERADOR

AUTOR: HUGO GONZÁLEZ LÁZARE

DIRECTORES: FRANCISCO BALLESTER MUÑOZ, JOKIN RICO ARENAL

CONVOCATORIA: JUNIO 2018

En la actualidad, la producción de energía eléctrica cobra una gran importancia, pues es la fuente de energía más utilizada. Además, se trata de una energía limpia a nivel de utilización, solo generando impactos en su producción.

Debido al gran impacto que tiene la utilización de combustibles fósiles, además de que se trata de una fuente de energía no renovable, en el futuro será muy conveniente reducir la dependencia energética de este tipo de fuentes. Dentro de las energías renovables, cobra gran importancia la energía eólica, pues se trata de una fuente de energía, que, aunque como todas, tiene impactos ambientales y sociales, estos impactos son mucho menores que en otras fuentes.

El presente proyecto “Cimentaciones especiales para un aerogenerador” pretende analizar diferentes tipologías de cimentaciones para aerogeneradores, y compararlas entre sí para determinar su idoneidad. Como el funcionamiento de una cimentación depende a parte de su propia tipología, del terreno donde se asienta, se han considerado 72 terrenos diferentes para obtener la importancia que tienen sus características en el cálculo de las dimensiones de cada una de las cimentaciones. Estos terrenos son terrenos arenosos con un peso específico de 19 kN/m^3 , un ángulo de rozamiento interno variable de 30° a 40° , un módulo de elasticidad variable de 50 MPa a 500 MPa y un estrato rocoso a una profundidad variable de 5 m a 30 m.

Las cargas de cálculo de la cimentación se corresponderán con las cargas de peso propio de la cimentación y del peso del terreno que gravita sobre ella, así como la acción externa, que recoge todas las cargas que transmitirá la torre, entre las que destacan el peso propio del conjunto torre-aerogenerador, así como la carga generada por el viento. Esta última carga es una de las más importantes, puesto que va a generar una excentricidad que va a reducir considerablemente las dimensiones efectivas de la cimentación.

Las tipologías de cimentaciones analizadas son la cimentación circular, la anular, la de contrafuertes y la de jabalcones. La cimentación circular es una cimentación clásica para los aerogeneradores, tratándose de una cimentación de planta circular y en forma troncocónica. Esta cimentación no es de una tipología especial propiamente dicha, pero va a ser utilizada como comparación con el resto de las cimentaciones.

La cimentación anular se basa en sustituir el hormigón de la zona más central de la cimentación, zona en la que no aporta mucho a la resistencia, por un relleno de terreno de la excavación. La

cámara generada durante la construcción puede permitir el tesado del pretensado de la torre en el caso de existir.

La cimentación de contrafuertes sustituye la cimentación de gravedad por una losa de cimentación, una losa superior de apoyo para la torre, y entre ellas un fuste central y una serie de contrafuertes verticales prefabricados que servirán para transmitir la carga procedente de la torre, eliminando mucho peso de hormigón y sustituyéndolo por un relleno de terreno del terreno de excavación. Se va a utilizar una cimentación de ocho contrafuertes debido a la simetría total que genera en los dos ejes.

Por último, la cimentación de jabalcones sustituye los contrafuertes prefabricados por una serie de vigas pretensadas, también llamadas jabalcones, ancladas tanto a la losa de cimentación como al fuste central, eliminando todavía más hormigón del conjunto final.

La adopción de estas dos últimas tipologías responde a la necesidad de abaratar costes y tiempos, pues aparte de reducir el volumen de hormigón necesario (y con ello también la cantidad de acero para armar) también permiten la disposición de elementos prefabricados que ayudan a reducir los tiempos de construcción.

El cálculo de las dimensiones (Diámetro y canto) de las diferentes cimentaciones se ha realizado en base al cumplimiento de criterios geotécnicos (vuelco, deslizamiento, hundimiento) y de criterios de servicio del propio aerogenerador (levantamiento de la cimentación, rigidez rotacional, asiento máximo).

Para el cálculo de las dimensiones de las cimentaciones se ha utilizado el Software Midas Civil, en el que se han modelizado. Como las cimentaciones son estructuras en contacto con el terreno, en el que su funcionamiento dependerá de las características de este, este contacto se ha realizado en Midas Civil mediante un modelo de muelles tipo Winkler en el que la constante K del grupo de muelles se corresponde con el Módulo de Balasto del terreno. El Módulo de Balasto del terreno se ha calculado en cada caso con el Software Plaxis.

Por último, la comparación de las diferentes tipologías de cimentaciones se ha realizado en base a diferentes criterios, tales como los diámetros solución en cada terreno, el volumen de hormigón, la cantidad de acero necesaria, calculada mediante cuantías por tipo de elemento, la necesidad de encofrados y el volumen de movimiento de tierras, y el punto de comparación es la cimentación circular.

Las conclusiones a las que se llega son las siguientes:

- La rigidez del terreno y la profundidad a la que se encuentre el estrato rocoso influyen claramente en el resultado, no así el ángulo de rozamiento interno del terreno, que lo hace de una forma menos significativa.
- La cimentación de jabalcones, tal y como está definida en este estudio, presenta algunas limitaciones, pues, mientras que en los terrenos de peores características no hay solución posible para esta cimentación, cuando mejoran las características del terreno será necesario un estudio más en detalle, analizando si el gran movimiento de tierras

necesario, es contrarrestado por las mejoras en las necesidades de hormigón, acero, encofrado y la reducción de los tiempos en obra.

- La cimentación de contrafuertes, al igual que la de jabalcones, reduce las necesidades de hormigón, acero y encofrados, y, además, parte del hormigón a disponer se dispone mediante piezas prefabricadas, reduciendo los tiempos en obra. Por la contra, también aumenta la necesidad de movimientos de tierras, pero de una forma mucho más liviana que la cimentación de jabalcones.
- La cimentación anular, en la mayoría de los casos no constituye una mejora con respecto a la circular. En otros casos, cuando el terreno es de buenas características, esta cimentación si puede funcionar, puesto que, a costa de aumentar levemente la cantidad de encofrado necesaria, reduce el volumen de hormigón y la necesidad de acero.
- Analizar la idoneidad de una de las tres cimentaciones posibles (circular, anular, contrafuertes) va a depender también de otras características como el anclaje de la torre a la cimentación, o el criterio económico, pues puede ser rentable utilizar una cimentación algo más cara si se reducen los plazos de obra.

Palabras clave: cimentación, aerogenerador, circular, anular, contrafuerte, jabalcón, hundimiento, deslizamiento, vuelco, levantamiento, asiento, rigidez rotacional.

ABSTRACT

SPECIAL FOUNDATIONS FOR A WIND TURBINE

AUTHOR: HUGO GONZÁLEZ LÁZARE

DIRECTORS: FRANCISCO BALLESTER MUÑOZ, JOKIN RICO ARENAL

JUNE 2018

Currently, the production of electrical energy is very important, because it is the most used energy source. Moreover, it only generates environmental impacts in its production, as it is a green energy in its consumption.

Due to the big impact that the utilization of fossil fuels has, and because it is a non-renewable energy source, in the future it will be advisable to reduce energy dependency on these kinds of sources. Among renewable energy sources, wind power is very important because it has less social and environmental impacts than any other type of energy source.

The aim of this project, "Special Foundations for a Wind Turbine", is to analyse different typologies of foundations for wind turbines, and compare them among each other to determine their suitability. Owing to the fact that the behaviour of a foundation depends on its own typology, but also on the soil where it is placed, the same types of soil were used in every typology of foundation. All of these soils are sand with a specific weight of 19 kN/m³, but there are some differences between them: the internal friction angle can vary between 30° and 40°, the elasticity modulus can also vary between 50 MPa and 500 MPa and the rock layer can be placed at a varying depth between 5 m and 30 m.

The design loads are the self-weight charges, the weight of the soil that gravitates over it and the external charge. The external charge is compound by every charge the tower transmits to the foundation. Among all these loads, the self-weight of the tower and the wind turbine and the charge generated by the wind stand out. This last load is one of the most important, because it is going to generate an eccentricity that is going to reduce considerably the effective dimensions of the foundation.

The typologies that were analysed are the circular foundation, the ring shape foundation, the buttresses foundation and the brackets foundation. The circular foundation is a classic foundation for wind turbines that has a circular plant design and a truncated cone shape. This foundation is not one of the special foundations, but it is going to be used as a comparison with the other typologies.

The ring shape foundation is based on replacing the concrete placed in the central zone of the foundation, where it has no big incidence in the resistance, with a refill of excavation soil. The chamber generated during the construction of the foundation can be used for tensing the steel wires of the pre-stressed concrete in the case that it exists.

The buttresses foundation substitutes the gravity foundation for a foundation deck, a superior deck where the tower can be based, and between both, a central shaft and many precast buttresses that are used to transmit the loads that come from the tower. This typology permits the decrease of the necessary concrete, replacing it by a refill with the excavation soil. In this typology, eight buttresses are going to be used due to the complete symmetry that this disposition generates in both axes.

The last analysed foundation typology is the brackets foundation, where the precast buttresses are replaced with pre-stressed beams, also called brackets, which are anchored to the foundation deck, and to the central shaft

These two last typologies are used because of the necessity of reducing expenses and the construction time. This is possible due to the reduction of the volume of necessary concrete (and related to this, the quantity of rebar steel), but also because of the fact that these typologies allow the utilization of precast elements that help in reducing the needed time necessary for the construction of the foundation.

The calculation of the dimensions (diameter and height) of the different foundations was made to fulfil the different criteria adopted. These criteria are both geotechnical criteria (roll-over, sliding and collapse) and service criteria (lifting of the foundation, rotational stiffness, maximum settlement).

Midas Civil Software was used in the sizing of the foundations, where they were modelized. As the foundations are structures in contact with the soil, their behaviour is going to depend on the soil characteristics. The contact between the soil and the structure was modelized in Midas Civil as a spring model (Winkler model) where the constant K of the group of springs is the ballast module of the soil. The ballast module was calculated in each case with Plaxis Software.

Finally, the comparison between the different typologies of foundations was made by comparing different aspects, such as the diameter of the foundations, volume of concrete, quantity of steel, calculated by taking different amounts in the different typology of the element, necessity of formwork and the volume of earthworks. The comparison between the different typologies is made by comparing all of them with the circular foundation.

The conclusions that are obtained are:

- Soil stiffness and the depth where the rock layer is placed have a high influence in the result, but in the case of the internal friction angle, this influence is lower.
- Brackets foundation, as defined in this document, has some restrictions. In some of the analysed cases, there is no possible solution in this typology (bad soil characteristics cases). In the rest of the cases, even though there is a solution, its suitability has to be specifically analysed in terms of the high necessity of earthworks, countering the reduction of concrete, steel, formwork and construction time.
- Buttresses foundation, as brackets foundation, reduce the necessity of concrete, steel and formwork, and owing to the fact that some of the needed concrete can be placed by

precast concrete elements, the construction time is decreased. On the other hand, it also increases the necessity of earthworks, but in a fewer way than brackets foundation does.

- Ring shape foundation is not a better solution than circular foundation is in the most cases. Where the soil has good characteristics, this type of foundation can work, because of it decreases the necessary volume of concrete and the necessity of steel at the expense of a low increasing of the needed formwork.
- Analyse the suitability of one of these foundations (circular, ring shape and buttresses ones) depends on other different characteristics, such as the anchorage of the tower to the foundation, or the economic criteria. In some cases, build a foundation that is more expensive can be profitable if the construction time is decreased.

Keywords: foundations, wind turbine, circular, ring shape, bracket, buttress, collapse, sliding, roll-over, lifting, settlement, rotational stiffness.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....	15
1. INTRODUCCIÓN.....	16
2. OBJETIVOS.....	17
3. CAPÍTULOS DEL DOCUMENTO.....	17
CAPÍTULO 2. ESTADO DEL ARTE	19
1. INTRODUCCIÓN.....	20
2. LA ENERGÍA EÓLICA EN EL MUNDO Y ESPAÑA.....	20
2.1. RESEÑA HISTÓRICA.....	20
2.2. ENERGÍA EÓLICA EN EL MUNDO.....	21
2.3. ENERGÍA EÓLICA EN ESPAÑA.....	22
2.4. VENTAJAS E INCONVENIENTES.....	24
3. EÓLICA OFFSHORE Y ONSHORE.....	25
3.1. EÓLICA ONSHORE.....	25
3.2. EÓLICA OFFSHORE.....	26
4. EL AEROGENERADOR.....	26
5. CIMENTACIÓN DE AEROGENERADORES.....	29
5.1. TIPOLOGÍAS ESPECIALES DE CIMENTACIONES PARA AEROGENERADORES ONSHORE.....	30
5.2. CIMENTACIONES PARA AEROGENERADORES OFFSHORE.....	32
CAPÍTULO 3. DATOS DE PARTIDA Y CRITERIOS DE DISEÑO.....	34
1. INTRODUCCIÓN.....	35
2. DATOS DE PARTIDA.....	35
2.1. CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO.....	35
2.2. ACCIONES.....	36
3. CRITERIOS DE DISEÑO.....	38
3.1. CRITERIOS DE DISEÑO GEOTÉCNICOS.....	38
3.2. CRITERIOS ESTRUCTURALES.....	46
3.3. CRITERIOS ESPECÍFICOS.....	50
CAPÍTULO 4. CIMENTACIÓN CIRCULAR.....	65
1. INTRODUCCIÓN.....	66
2. FORMA Y PROCESO CONSTRUCTIVO.....	66

3.	CÁLCULO DE LAS DIMENSIONES DE LA CIMENTACIÓN.....	67
3.1.	PROCESO DE CÁLCULO.....	67
3.2.	COMPROBACIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO.....	69
4.	RESULTADOS.....	74
4.1.	COMPARATIVA DE LOS RESULTADOS CON MÓDULO DE ELASTICIDAD CONSTANTE. .	78
CAPÍTULO 5. CIMENTACIÓN ANULAR.....		83
1.	INTRODUCCIÓN.....	84
2.	FORMA Y PROCESO CONSTRUCTIVO.....	84
3.	CÁLCULO DE LAS DIMENSIONES DE LA CIMENTACIÓN.....	85
3.1.	PROCESO DE CÁLCULO.....	85
3.2.	COMPROBACIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO.....	87
4.	RESULTADOS.....	92
4.1.	COMPARATIVA DE LOS RESULTADOS CON MÓDULO DE ELASTICIDAD CONSTANTE. .	95
CAPÍTULO 6. CIMENTACIÓN DE CONTRAFUERTES.....		101
1.	INTRODUCCIÓN.....	102
2.	FORMA Y PROCESO CONSTRUCTIVO.....	102
3.	CÁLCULO DE LAS DIMENSIONES DE LA CIMENTACIÓN.....	103
3.1.	PROCESO DE CÁLCULO.....	103
3.2.	COMPROBACIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO.....	105
4.	RESULTADOS.....	110
4.1.	COMPARATIVA DE LOS RESULTADOS CON MÓDULO DE ELASTICIDAD CONSTANTE.	114
CAPÍTULO 7. CIMENTACIÓN DE JABALCONES.....		120
1.	INTRODUCCIÓN.....	121
2.	FORMA Y PROCESO CONSTRUCTIVO.....	121
3.	CÁLCULO DE LAS DIMENSIONES DE LA CIMENTACIÓN.....	123
3.1.	PROCESO DE CÁLCULO.....	123
3.2.	COMPROBACIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO.....	125
4.	RESULTADOS.....	132
4.1.	COMPARATIVA DE LOS RESULTADOS CON MÓDULO DE ELASTICIDAD CONSTANTE.	137
CAPÍTULO 8. ANÁLISIS COMPARATIVO DE CIMENTACIONES.....		141
1.	INTRODUCCIÓN.....	142
2.	PARÁMETROS DE COMPARACIÓN ENTRE CIMENTACIONES.....	142

2.1.	DIMENSIONES DE LA CIMENTACIÓN.....	143
2.2.	VOLUMEN DE HORMIGÓN.....	146
2.3.	VOLUMEN DE MOVIMIENTO DE TIERRAS.....	150
2.4.	ACERO.....	154
2.5.	SUPERFICIE DE ENCOFRADO.....	158
2.6.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	162
3.	COMPARATIVA DE CIMENTACIONES.....	163
3.1.	TERRENOS DE E=50 MPa.....	163
3.2.	TERRENOS DE E=100 MPa.....	167
3.3.	TERRENOS DE E=200 MPa.....	172
3.4.	TERRENOS DE E=500 MPa.....	177
CAPÍTULO 9. CONCLUSIONES.....		183
1.	CONCLUSIONES.....	184
BIBLIOGRAFÍA.....		187

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Evolución de la potencia instalada de energía eólica	21
Figura 2.2. Potencia instalada por países.....	22
Figura 2.3. Evolución anual y acumulada de la potencia instalada en España	23
Figura 2.4. Partes de un aerogenerador	27
Figura 2.5. Aerogenerador de eje horizontal	28
Figura 2.6. Aerogenerador de eje vertical.....	28
Figura 2.7. Cimentación octogonal.	30
Figura 2.8. Cimentación circular.....	30
Figura 2.9. Cimentación cuadrada	30
Figura 2.10 Sección de la cimentación de contrafuertes.	31
Figura 2.11. Planta de la cimentación de contrafuertes.	31
Figura 2.12. Cimentación de jabalcones.	32
Figura 2.13. Cimentaciones de gravedad, monopilote y trípode.....	33
Figura 2.14. Cimentación tipo "Jacket".	33
Figura 2.15. Cimentaciones flotantes.....	33
Figura 3.1. Condiciones ideales de carga	39
Figura 3.2. Área efectiva para cimentación circular.....	40
Figura 3.3. Modelado de la cimentación en Plaxis.....	55
Figura 3.4. Mallado del modelo.	55
Figura 3.5. Fase inicial.	56
Figura 3.6. Fase final.....	56
Figura 3.7. Tramo de 5° de la cimentación circular.....	58
Figura 3.8. Cimentación circular completa.	59
Figura 3.9. Tramo de 5° de la cimentación de contrafuertes.....	59
Figura 3.10. Contrafuertes de la cimentación de contrafuertes.	60
Figura 3.11. Cimentación de contrafuertes completa.	60
Figura 3.12. Apoyos en la cimentación circular.	61
Figura 3.13. Muelles en la cimentación circular.....	61
Figura 3.14. Uniones rígidas en la cimentación de jabalcones.	62
Figura 4.1. Sección de la cimentación circular.	66
Figura 4.2. Planta de la cimentación circular	66
Figura 4.3. Cimentación circular.....	68
Figura 4.4. Levantamiento de la cimentación en combinación cuasipermanente.	73
Figura 4.5. Levantamiento de la cimentación en combinación extrema sin mayorar.	74
Figura 4.6. Resultados para la cimentación circular.	77
Figura 4.7. Resultados para un valor constante de $E=50$ MPa.....	79
Figura 4.8. Resultados para un valor constante de $E=100$ MPa.....	80
Figura 4.9. Resultados para un valor constante de $E=200$ MPa.....	81
Figura 4.10. Resultados para un valor constante de $E=500$ MPa.....	82
Figura 5.1. Sección de la cimentación anular	84

Figura 5.2. Planta de la sección anular.....	84
Figura 5.3. Cimentación anular.	86
Figura 5.4 Levantamiento de la cimentación en combinación cuasipermanente.	91
Figura 5.5. Levantamiento de la cimentación en combinación extrema sin mayorar.	92
Figura 5.6. Resultados para la cimentación anular.	94
Figura 5.7. Resultados para un valor constante de $E=50$ MPa.....	96
Figura 5.8. Resultados para un valor constante de $E=100$ MPa.....	97
Figura 5.9. Resultados para un valor constante de $E=200$ MPa.....	98
Figura 5.10. Resultados para un valor constante de $E=500$ MPa.....	99
Figura 6.1. Sección de la cimentación de contrafuertes.	102
Figura 6.2. Planta de la sección de contrafuertes.	102
Figura 6.3. Cimentación de contrafuertes.....	105
Figura 6.4. Levantamiento de la cimentación en combinación cuasipermanente.	109
Figura 6.5. Levantamiento de la cimentación en combinación extrema sin mayorar.	110
Figura 6.6. Resultados para la cimentación de contrafuertes.	113
Figura 6.7. Resultados para un valor constante de $E=50$ MPa.....	115
Figura 6.8. Resultados para un valor constante de $E=100$ MPa.....	116
Figura 6.9. Resultados para un valor constante de $E=200$ MPa.....	117
Figura 6.10. Resultados para un valor constante de $E=500$ MPa.....	118
Figura 7.1. Sección de la cimentación de jabalcones.	121
Figura 7.2. Planta de la sección de jabalcones.....	121
Figura 7.3. Cimentación de jabalcones.	125
Figura 7.4. Levantamiento de la cimentación en la combinación cuasipermanente N_{max}	130
Figura 7.5. Levantamiento de la cimentación en la combinación cuasipermanente N_{min}	131
Figura 7.6. Levantamiento de la cimentación en la combinación Extrema N_{min}	132
Figura 7.7. Resultados para la cimentación de jabalcones.	135
Figura 7.8. Resultados para un valor constante de $E=100$ MPa.....	137
Figura 7.9. Resultados para un valor constante de $E=200$ MPa.....	138
Figura 7.10. Resultados para un valor constante de $E=500$ MPa.....	139
Figura 8.1. Sección de la cimentación circular.	143
Figura 8.2. Sección de la cimentación anular.....	143
Figura 8.3. Sección de la cimentación de contrafuertes.	144
Figura 8.4. Sección de la cimentación de jabalcones.	145
Figura 8.5. Resultados en la cimentación circular para un valor constante de $E=50$ MPa.	163
Figura 8.6. Resultados en la cimentación anular para un valor constante de $E=50$ MPa.	164
Figura 8.7. Resultados en la cimentación de contrafuertes para un valor constante de $E=50$ MPa.	164
Figura 8.8. Comparativa de los resultados en el terreno $E=50$ MPa, $h=5$ m, $\Phi=40^\circ$	165
Figura 8.9. Comparativa de los resultados en el terreno $E=50$ MPa, $h=15$ m, $\Phi=35^\circ$	166
Figura 8.10. Comparativa de los resultados en el terreno $E=50$ MPa, $h=30$ m, $\Phi=30^\circ$	166
Figura 8.11. Resultados en la cimentación circular para un valor constante de $E=100$ MPa.	168
Figura 8.12. Resultados en la cimentación anular para un valor constante de $E=100$ MPa.	168

Figura 8.13. Resultados en la cimentación de contrafuertes para un valor constante de $E=100$ MPa.	169
Figura 8.14. Resultados en la cimentación de jabalcones para un valor constante de $E=100$ MPa.	169
Figura 8.15. Comparativa de los resultados en el terreno $E=100$ MPa, $h=5$ m, $\Phi=30^\circ$	170
Figura 8.16. Comparativa de los resultados en el terreno $E=100$ MPa, $h=15$ m, $\Phi=35^\circ$	171
Figura 8.17. Comparativa de los resultados en el terreno $E=100$ MPa, $h=30$ m, $\Phi=30^\circ$	171
Figura 8.18. Resultados en la cimentación circular para un valor constante de $E=200$ MPa.	172
Figura 8.19. Resultados en la cimentación anular para un valor constante de $E=200$ MPa.	173
Figura 8.20. Resultados en la cimentación de contrafuertes para un valor constante de $E=200$ MPa.	173
Figura 8.21. Resultados en la cimentación de jabalcones para un valor constante de $E=200$ MPa.	174
Figura 8.22. Comparativa de los resultados en el terreno $E=200$ MPa, $h=5$ m, $\Phi=40^\circ$	175
Figura 8.23. Comparativa de los resultados en el terreno $E=200$ MPa, $h=15$ m, $\Phi=35^\circ$	175
Figura 8.24. Comparativa de los resultados en el terreno $E=200$ MPa, $h=30$ m, $\Phi=30^\circ$	176
Figura 8.25. Resultados en la cimentación circular para un valor constante de $E=500$ MPa.	177
Figura 8.26. Resultados en la cimentación anular para un valor constante de $E=500$ MPa.	178
Figura 8.27. Resultados en la cimentación de contrafuertes para un valor constante de $E=500$ MPa.	178
Figura 8.28. Resultados en la cimentación de jabalcones para un valor constante de $E=500$ MPa.	179
Figura 8.29. Comparativa de los resultados en el terreno $E=500$ MPa, $h=5$ m, $\Phi=40^\circ$	180
Figura 8.30. Comparativa de los resultados en el terreno $E=500$ MPa, $h=15$ m, $\Phi=35^\circ$	180
Figura 8.31. Comparativa de los resultados en el terreno $E=500$ MPa, $h=30$ m, $\Phi=30^\circ$	181

ÍNDICE DE TABLAS.

Tabla 1.1. Potencia instalada y prevista según la Planificación Energética a 2020.....	16
Tabla 2.1. Potencia instalada en Europa.	23
Tabla 2.2 Potencia eólica instalada por comunidades autónomas en 2016.	24
Tabla 2.3 Cimentación a adoptar según el tipo de terreno.	29
Tabla 3.1. Tipos de terrenos utilizados.	36
Tabla 3.2. Cargas del aerogenerador a nivel cimentación.	37
Tabla 3.3. Cargas de cálculo del aerogenerador a nivel cimentación	38
Tabla 3.4. Combinación de cargas DNV	38
Tabla 3.5. Coeficientes de seguridad frente al hundimiento.	44
Tabla 3.6. Coeficientes de seguridad frente al deslizamiento.	45
Tabla 3.7. Coeficientes de seguridad frente al vuelco.	46
Tabla 3.8 Diámetro de vaina según número de torones.....	48
Tabla 3.9. Características del acero.....	49
Tabla 3.10. Valores del coeficiente de rozamiento μ en curva.	49
Tabla 3.11. Valor de K/μ	50
Tabla 4.1. Coeficientes de seguridad frente al hundimiento según combinación y caso de carga. 69	
Tabla 4.2. Cumplimiento del coeficiente de seguridad frente al hundimiento.	70
Tabla 4.3. Coeficientes de seguridad frente al deslizamiento según combinación y caso de carga.70	
Tabla 4.4. Cumplimiento del coeficiente de seguridad frente al deslizamiento.....	70
Tabla 4.5. Coeficientes de seguridad frente al vuelco según combinación y caso de carga.....	71
Tabla 4.6. Cumplimiento del coeficiente de seguridad frente al vuelco.....	72
Tabla 4.7. Asiento máximo de la cimentación.	72
Tabla 4.8. Rigidez rotacional de la cimentación.....	73
Tabla 4.9. Resultados de diámetro de la cimentación circular.	76
Tabla 5.1. Coeficientes de seguridad frente al hundimiento según combinación y caso de carga. 87	
Tabla 5.2. Cumplimiento del coeficiente de seguridad frente al hundimiento.	87
Tabla 5.3. Coeficientes de seguridad frente al deslizamiento según combinación y caso de carga.88	
Tabla 5.4. Cumplimiento del coeficiente de seguridad frente al deslizamiento.....	88
Tabla 5.5. Coeficientes de seguridad frente al vuelco según combinación y caso de carga.....	89
Tabla 5.6. Cumplimiento del coeficiente de seguridad frente al vuelco.....	89
Tabla 5.7. Asiento máximo de la cimentación.	90
Tabla 5.8. Rigidez rotacional de la cimentación.....	90
Tabla 5.9. Resultados de diámetro de la cimentación anular.....	93
Tabla 6.1. Coeficientes de seguridad frente al hundimiento según combinación y caso de carga.	106
Tabla 6.2. Cumplimiento del coeficiente de seguridad frente al hundimiento.	106
Tabla 6.3. Coeficientes de seguridad frente al deslizamiento según combinación y caso de carga.	106
Tabla 6.4. Cumplimiento del coeficiente de seguridad frente al deslizamiento.....	107
Tabla 6.5. Coeficientes de seguridad frente al vuelco según combinación y caso de carga.....	107

Tabla 6.6. Cumplimiento del coeficiente de seguridad frente al vuelco.....	108
Tabla 6.7. Asiento máximo de la cimentación.	108
Tabla 6.8. Rigidez rotacional según cada caso de carga en combinación cuasipermanente.....	109
Tabla 6.9. Resultados de diámetro de la cimentación de contrafuertes.	112
Tabla 7.1. Proporcionalidad entre diámetro y altura de la cimentación de jabalcones.	122
Tabla 7.2. Resultados de pretensado de la cimentación de 28 m de diámetro.....	125
Tabla 7.3. Coeficientes de seguridad frente al hundimiento según combinación y caso de carga.	126
Tabla 7.4. Cumplimiento del coeficiente de seguridad frente al hundimiento.	126
Tabla 7.5. Coeficientes de seguridad frente al deslizamiento según combinación y caso de carga.	127
Tabla 7.6. Cumplimiento del coeficiente de seguridad frente al deslizamiento.....	127
Tabla 7.7. Coeficientes de seguridad frente al vuelco según combinación y caso de carga.....	128
Tabla 7.8. Cumplimiento del coeficiente de seguridad frente al vuelco.....	128
Tabla 7.9. Asiento máximo de la cimentación.	129
Tabla 7.10. Rigidez rotacional de la cimentación en la combinación cuasipermanente Nmax.	129
Tabla 7.11. Rigidez rotacional de la cimentación en la combinación cuasipermanente Nmin.....	129
Tabla 7.12. Resultados de diámetro de la cimentación de jabalcones.	134
Tabla 8.1. Dimensiones de la cimentación circular.	143
Tabla 8.2. Dimensiones de la cimentación anular.....	144
Tabla 8.3. Dimensiones de la cimentación de contrafuertes.....	144
Tabla 8.4. Dimensiones de la cimentación de jabalcones.....	145
Tabla 8.5. Resultados posibles de diámetros de cada cimentación.....	146
Tabla 8.6. Volumen de hormigón por diámetro en la cimentación circular.	147
Tabla 8.7. Volumen de hormigón por diámetro en la cimentación anular.....	148
Tabla 8.8. Volumen de hormigón por diámetro y elemento en la cimentación de contrafuertes.....	149
Tabla 8.9. Volumen de hormigón por diámetro y elemento en la cimentación de jabalcones.....	149
Tabla 8.10. Volumen de movimiento de tierras por diámetro en la cimentación circular.....	151
Tabla 8.11. Volumen de movimiento de tierras por diámetro en la cimentación anular.....	152
Tabla 8.12. Volumen de movimiento de tierras por diámetro en la cimentación de contrafuertes.	153
Tabla 8.13. Volumen de movimiento de tierras por diámetro en la cimentación de jabalcones..	154
Tabla 8.14. kg de acero por diámetro en la cimentación circular.....	155
Tabla 8.15. kg de acero por diámetro en la cimentación anular.	156
Tabla 8.16. kg de acero por diámetro y tipo de elemento en la cimentación de contrafuertes. ..	157
Tabla 8.17. kg de acero por diámetro y tipo de elemento en la cimentación de jabalcones.	158
Tabla 8.18. Superficie de encofrado por diámetro en la cimentación circular.....	159
Tabla 8.19. Superficie de encofrado por diámetro en la cimentación anular.	160
Tabla 8.20. Superficie de encofrado por diámetro en la cimentación de contrafuertes.....	161
Tabla 8.21. Superficie de encofrado por diámetro en la cimentación de jabalcones.....	162

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.

1. INTRODUCCIÓN.

La sociedad actual depende de una manera muy importante de la energía eléctrica y por consiguiente de su producción. Aunque el uso de energías no renovables (térmica, nuclear) para la producción de energía eléctrica sigue siendo muy importante, cada vez toma más importancia la utilización de fuentes de energía alternativas que comprometan menos al medio ambiente. Cabe destacar que ninguna forma de producción de energía eléctrica está libre de impacto ambiental, pero algunas de ellas, por no crear subproductos peligrosos (emisiones de gases de efecto invernadero a la atmósfera, residuos nucleares) y por utilizar recursos renovables, permiten obtener energía de una forma más segura, limpia y con la menor afección posible.

En España, actualmente se está produciendo una clara apuesta por las energías renovables, y dentro de ellas, en especial por la energía eólica, que aprovecha el viento para generar energía. Esta clara apuesta se ve reflejada en la siguiente tabla obtenida de (Eólica 2016. Toda la información del sector en el año 2015).

**Tabla I.01. Potencia instalada y prevista según la Planificación Energética a 2020
(en MW y % de variación)**

	2013	2016 (Previsión)	2020 (Previsión)	Var. 2020/2013
Carbón	11.857	10.510	10.510	-1.347
Productos Petrolíferos	4.029	3.973	3.068	-961
Gas Natural	32.184	32.197	32.547	363
Nuclear	7.429	7.895	7.895	466
Renovables	48.267	51.451	56.804	8.537
Hidroeléctrica	17.284	17.314	17.492	208
Eólica	23.006	25.579	29.479	6.473
Solar termoeléctrica	2.300	2.300	2.511	211
Solar fotovoltaica	4.660	5.226	6.030	1.370
Biomasa, biogas, RSU y otros	1.018	1.033	1.293	275
Otros	2.677	4.152	4.202	1.525
Total	106.442	110.177	115.025	8.583

Fuente: Secretaría de Estado de Energía

Tabla 1.1. Potencia instalada y prevista según la Planificación Energética a 2020

Como se puede apreciar, durante los próximos años se va a producir una importante apuesta por la implantación de nuevas centrales de energía renovable en general y de parques eólicos en particular, mientras que se producirá un declive en la utilización de los combustibles fósiles para la generación de energía eléctrica.

Dentro de la energía eólica encontramos dos familias:

- Offshore: Parques de energía eólica situados dentro del mar en zonas cercanas a la costa.
- Onshore: Parques de energía eólica situados en tierra, en zonas con vientos importantes, generalmente grandes llanos o zonas elevadas.

En este documento se pretende analizar el funcionamiento de diferentes tipologías especiales de cimentaciones para aerogeneradores Onshore, así como determinar su idoneidad según las características de la torre y del terreno sobre el que se dispone.

2. OBJETIVOS.

El objetivo principal del presente documento es el análisis del comportamiento de diferentes cimentaciones especiales que se pueden disponer en un aerogenerador en diferentes terrenos, en comparación con una cimentación más habitual como es la cimentación de base circular. Las cimentaciones que se van a analizar son: circular, anular, de contrafuertes y de jabalcones.

Para realizar este análisis se van a tomar unas características de diferentes terrenos y unas cargas que generan la torre y el generador iguales en todas las cimentaciones. Bajo estas hipótesis, se realizará el cálculo de las dimensiones de cada una de las tipologías de cimentación en cada uno de los terrenos.

Con las cimentaciones calculadas, se procederá a realizar una comparativa entre ellas, tanto dentro de su propia tipología, para analizar la influencia que tienen los parámetros del terreno en el cálculo de las dimensiones de estas, así como con los diferentes tipos de cimentaciones, comparando los resultados de manera que se pueda analizar la idoneidad de la utilización de estas. Los criterios principales utilizados para realizar la comparativa son el diámetro de la cimentación y el volumen de hormigón, tanto el total como el parcial de cada uno de los elementos que conforman cada una de las cimentaciones. Estos criterios permiten realizar un análisis superficial de otras características de las cimentaciones, como puede ser el acero necesario para realizar las cimentaciones, y el análisis de la ejecución de la obra.

3. CAPÍTULOS DEL DOCUMENTO.

El presente documento se organiza en los siguientes capítulos:

- Capítulo 1. Introducción: Capítulo actual. Breve introducción al trabajo.
- Capítulo 2. Estado del Arte. En este capítulo se realiza una descripción de la energía eólica (historia, situación actual) y de los aerogeneradores en general y de sus cimentaciones y tipología en particular.
- Capítulo 3. Datos de partida y criterios de diseño. En este capítulo se determinarán el terreno y las acciones de cálculo, así como los criterios de diseño que se van a utilizar para calcular las cimentaciones.

- Capítulo 4. Cimentación circular. Se abordará el cálculo y análisis de la cimentación circular.
- Capítulo 5. Cimentación anular. Se abordará el cálculo y análisis de la cimentación anular.
- Capítulo 6. Cimentación de contrafuertes. Se abordará el cálculo y análisis de la cimentación de contrafuertes.
- Capítulo 7. Cimentación de jabalcones. Se abordará el cálculo y análisis de la cimentación de jabalcones.
- Capítulo 8. Análisis comparativo de cimentaciones. Se comparará el funcionamiento e idoneidad de las cimentaciones en cada uno de los casos.
- Capítulo 9. Conclusiones.

CAPÍTULO 2. ESTADO DEL ARTE

1. INTRODUCCIÓN.

Este capítulo tratará de explicar conceptos sobre la energía eólica y los aerogeneradores en general, y de sus cimentaciones en particular, resaltando los diferentes tipos de cimentaciones comunes que se pueden encontrar, así como presentando algunas tipologías especiales que serán objeto del estudio.

2. LA ENERGÍA EÓLICA EN EL MUNDO Y ESPAÑA.

2.1. RESEÑA HISTÓRICA.

Históricamente el viento ha sido una de las principales fuentes de energía utilizadas, y su aprovechamiento se ha realizado de diferentes formas. El viento era utilizado en el Antiguo Egipto para recorrer el río Nilo mediante barcos veleros, y en otras civilizaciones como la Mesopotámica o la China, en forma de molinos que servían para el bombeo de agua.

En la Edad Media, se extiende en el Medio Oriente y en Europa la construcción de molinos de viento para moler grano y bombeo de agua, principalmente en los Países Bajos, donde se utilizaban para drenar lagos y pantanos y obtener así nuevos terrenos cultivables.

Aunque la Revolución Industrial, con la invención de la máquina de vapor, supone un periodo de declive en el uso de la energía del viento, pronto se desarrollará la idea de conectar un generador eléctrico a un molino de viento, siendo Charles Francis Brush el inventor de la primera turbina eólica para la generación eléctrica en el año 1888, lo que supone un hito importante para la energía eólica tal y como la conocemos hoy en día. El aerogenerador de Charles Francis Brush estuvo en funcionamiento durante 20 años con una potencia de 12 kW y unas dimensiones del rotor de 17 m de diámetro, formado por 144 hojas de madera de cedro.

Aunque fue Charles Francis Brush el inventor de la turbina eólica para la generación de energía eléctrica, a quien se le considera el padre de la energía eólica moderna es a Poul la Cour, meteorólogo danés, que fue el primero en construir túneles de viento, que le sirvieron para analizar la forma aerodinámica óptima para las palas de los aerogeneradores. Estos trabajos le sirvieron para desarrollar su turbina experimental que era un ejemplo de cómo pequeños generadores podían abastecer de electricidad a pequeñas comunidades rurales, pero con poca importancia en la producción global de energía.

No es hasta los años 70, con la crisis del petróleo, y posteriormente a partir del fuerte rechazo que empieza a provocar la energía nuclear en los años 80, cuando se comienzan a desarrollar aerogeneradores comerciales, debido a la toma de consciencia por parte de la sociedad de la necesidad de utilizar energías alternativas. Inicialmente la construcción de aerogeneradores era cara y poco rentable energéticamente hablando, por lo que los primeros esfuerzos en esta época se realizan en la investigación. Poco a poco se produce una estandarización de las instalaciones, lo que se traduce en un mejor rendimiento económico.

En el año 81, con el desarrollo del aerogenerador de 55 kW, se produce una gran reducción (entorno al 50 %) de los costes de generación de la energía eólica.

2.2. ENERGÍA EÓLICA EN EL MUNDO.

A nivel mundial, la energía eólica está viviendo un auge debido a la necesidad de eliminar la dependencia hacia los combustibles fósiles. Como se puede ver, mundialmente la inversión en la creación de nuevos parques de energía eólica está en auge.

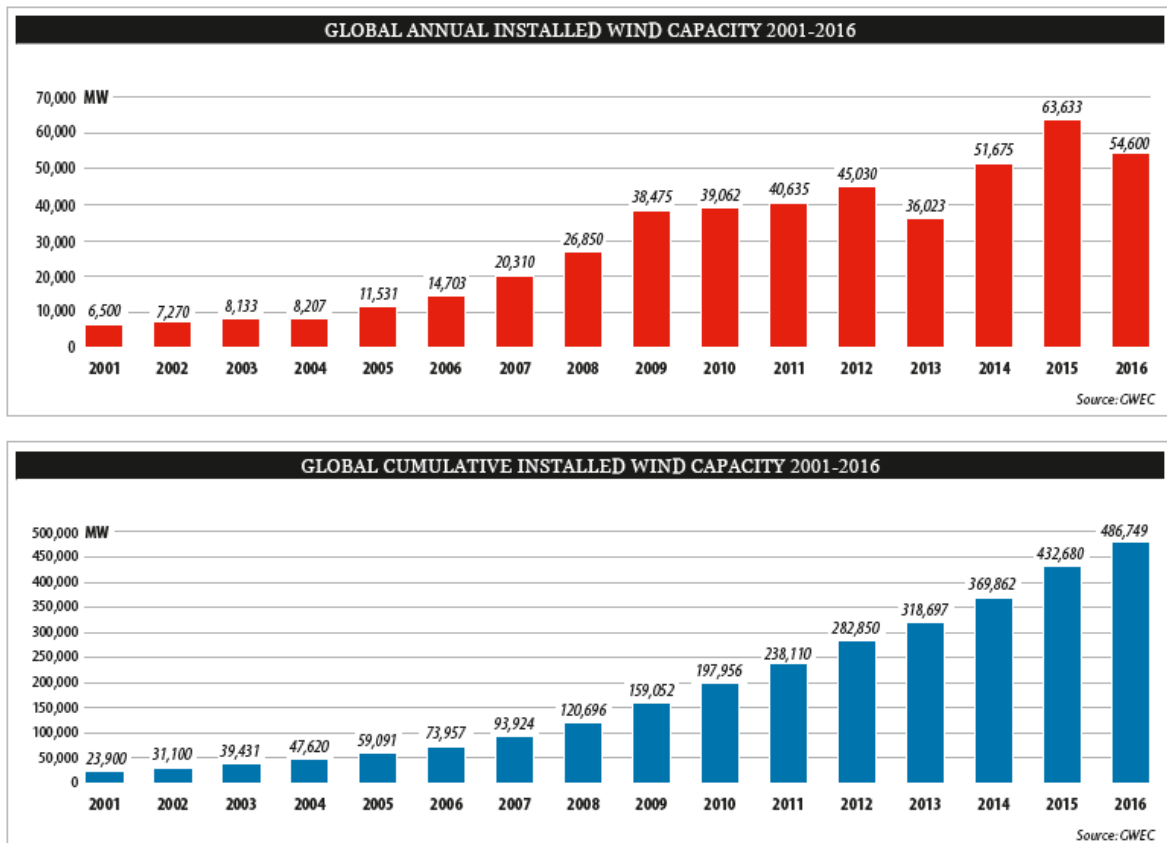


Figura 2.1. Evolución de la potencia instalada de energía eólica

Como se puede apreciar, a nivel mundial, los últimos tres años han sido los años que más potencia nueva se ha instalado, gráficos obtenidos de (Global Wind Statistics 2016).

Como se aprecia en la siguiente figura, son China, E.E.U.U. y Alemania los países donde se ha instalado mayor potencia en el último año, así como también los tres países donde hay más potencia instalada total. También podemos ver que, aunque España en el último año, debido principalmente a la falta de inversiones que ha generado la crisis económica, no aparece en la figura, si se trata del quinto país del mundo que más potencia instalada dispone, detrás de los tres anteriormente mencionados e India.

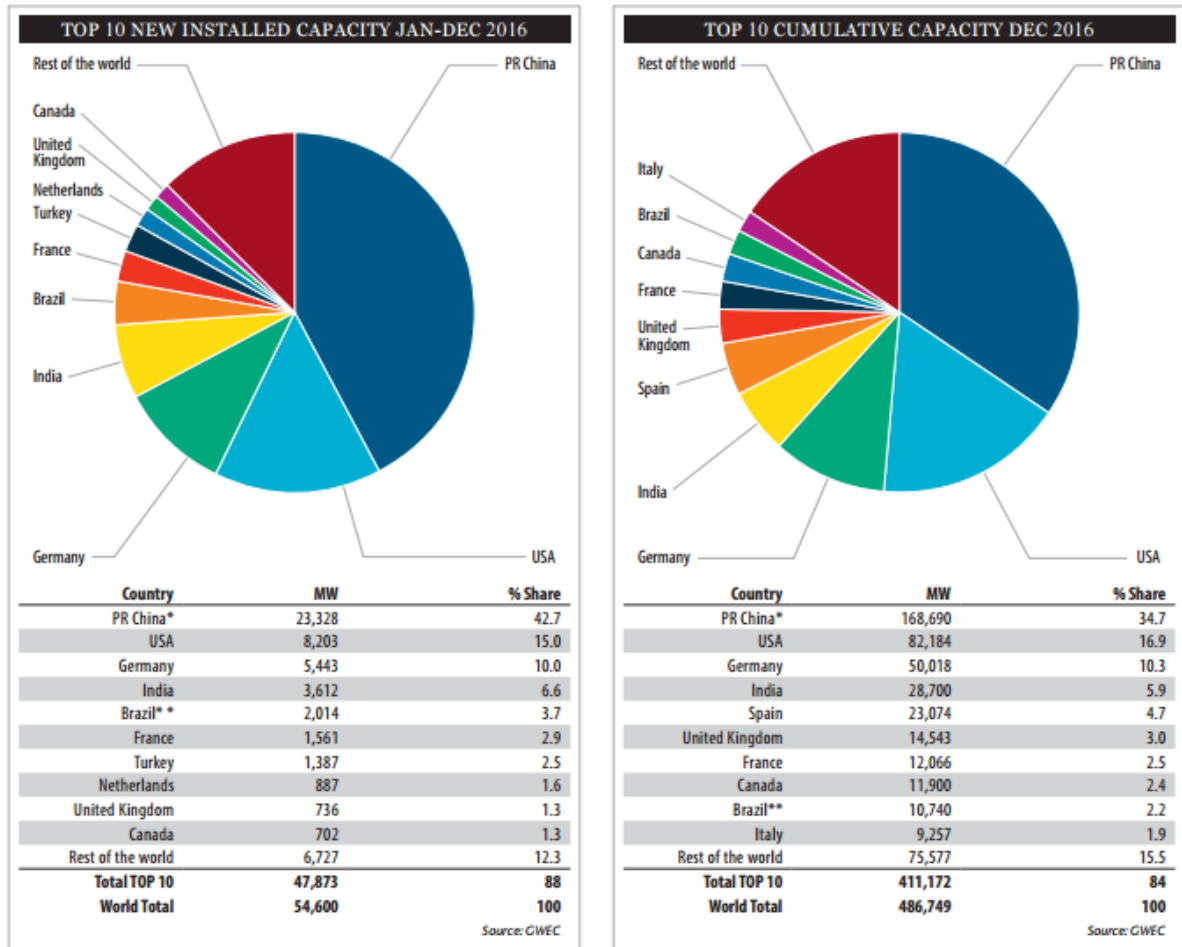


Figura 2.2. Potencia instalada por países.

2.3. ENERGÍA EÓLICA EN ESPAÑA.

Como se ha visto, aunque España es el quinto país del mundo con más potencia instalada, la nueva instalación ha sufrido un estancamiento debido a la crisis económica. En el informe (Wind in power 2015 European Statistics) podemos apreciar que, aunque como ya se ha comentado, a nivel europeo, España es el segundo país que más potencia instalada dispone, en los últimos años la inversión ha sido mínima.

	Installed 2014	End 2014	Installed 2015	End 2015
EU Capacity (MW)				
Austria	405	2,089.2	323	2,411.5
Belgium	293.5	1,958.7	274.2	2,228.7
Bulgaria	10.1	691.2	-	691.2
Croatia	85.7	346.5	76.2	422.7
Cyprus	-	146.7	10.8	157.5
Czech Republic	14	281.5	-	281.5
Denmark	104.9	4,881.7	216.8	5,063.8
Estonia	22.8	302.7	0.7	303.4
Finland	184.3	626.7	379.4	1,000.5
France	1,042.1	9,285.1	1,073.1	10,358.2
Germany	5,242.5	39,127.9	6,013.4	44,946.1
Greece	113.9	1,979.9	172.2	2,151.7
Hungary	-	328.9	-	328.9
Ireland*	213.0	2,262.3	224	2,486.3
Italy	107.5	8,662.8	295	8,957.8
Latvia	0.4	61.7	-	61.7
Lithuania	0.5	279.6	144.7	424.3
Luxembourg	-	58.3	-	58.3
Malta	-	-	-	-
Netherlands	175	2,865	586	3,431
Poland	444.3	3,833.8	1,266.2	5,100
Portugal	222	4,947	132	5,079
Romania	354	2,952.9	23	2,975.9
Slovakia	-	3.1	-	3.1
Slovenia	0.9	3.4	-	3.4
Spain	27.5	23,025.3	-	23,025.3
Sweden	1,050.2	5,424.8	614.5	6,024.8
UK	1,923.4	12,633.4	975.1	13,602.5
Total EU-28	12,037.4	129,060.1	12,800.2	141,578.8

European Union: 141,579 MW
Candidate Countries: 4,741 MW
EFTA: 901 MW
Total Europe: 147,772 MW

	Installed 2014	End 2014	Installed 2015	End 2015
Candidate Countries (MW)				
FYROM	37	37	-	37
Serbia	-	-	9.9	9.9
Turkey	804	3,738	956	4,694
Total	841	3,775	965.9	4,740.9
EFTA (MW)				
Iceland	1.2	3	-	3
Liechtenstein	-	-	-	-
Norway	48.0	819.3	22.5	837.6
Switzerland	-	60.4	-	60.4
Total	49.2	882.7	22.5	901
Other (MW)				
Belarus	-	3.4	-	3.4
Faroe Islands	11.7	18.3	-	18.3
Russia	-	15.4	-	15.4
Ukraine	126.3	497.5	16.6	514.1
Total	138.0	534.7	16.6	551.3
Total Europe	13,065.6	134,252.7	13,805.2	147,772

* Provisional data

Tabla 2.1. Potencia instalada en Europa.

Durante los últimos años, se ha producido un estancamiento en la instalación de nueva potencia en nuestro país. Se ha obtenido la siguiente figura que ilustra este estancamiento del informe (Eólica 2017. Toda la información del sector en el año 2016). Como se puede apreciar, a partir del año 2012, la instalación de nueva potencia es prácticamente testimonial.

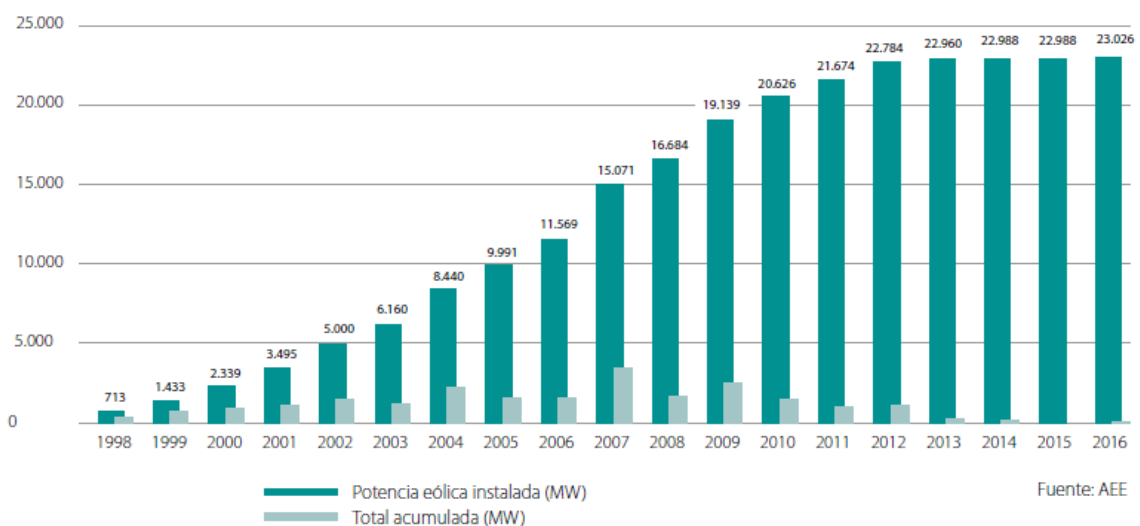


Figura 2.3. Evolución anual y acumulada de la potencia instalada en España

Como se ha visto en la tabla presentada en el Capítulo 1. Introducción, se prevé una importante inversión futura en esta energía en nuestro país.

Con respecto a la variabilidad espacial, debido a que los generadores de energía eólica se deben instalar en zonas con vientos significativos (litoral, colinas, etc.), ocurre que cuatro Comunidades Autónomas acumulan prácticamente el 70 % de la potencia instalada (Castilla y León, Castilla-La Mancha, Andalucía y Galicia). La siguiente tabla, obtenida también de (Eólica 2017. Toda la información del sector en el año 2016) lo ilustra.

Comunidad autónoma	Potencia instalada en 2016	Acumulado a 31/12/2016	Porcentaje sobre el total	Nº de parques
Castilla y León	31,5	5.593	24,29%	243
Castilla-La Mancha	0	3.807	16,53%	139
Andalucía	0	3.338	14,50%	153
Galicia	2,1	3.330	14,46%	161
Aragón	0	1.893	8,22%	87
Cataluña	0	1.269	5,51%	47
Comunidad Valenciana	0	1.189	5,16%	38
Navarra	0	1.004	4,36%	49
Asturias	0	518	2,25%	21
La Rioja	0	447	1,94%	14
Murcia	0	262	1,14%	14
Canarias	4,6	182	0,79%	57
País Vasco	0	153	0,67%	7
Cantabria	0	38	0,17%	4
Baleares	0	4	0,02%	46
TOTAL	38,20	23.026		1.080

Fuente: AEE

Tabla 2.2 Potencia eólica instalada por comunidades autónomas en 2016.

2.4. VENTAJAS E INCONVENIENTES.

Aunque la energía eólica es uno de los sistemas de producción de energía más limpios, ningún sistema está libre de impactos que afectan a la sociedad y al medio ambiente. Es por esto por lo que a continuación se presentan las ventajas e inconvenientes que lleva asociada dicha energía.

- Ventajas de la energía eólica:
 - La producción de energía eléctrica no genera subproductos contaminantes como CO₂ o residuos nucleares.
 - El viento se produce de manera natural, debido al calentamiento diferencial de la atmósfera gracias a la energía solar, por lo que se trata de una energía renovable e inagotable.
 - A diferencia de otras energías renovables, no necesita una importante modificación del medio natural (por ejemplo, la energía hidroeléctrica, aunque

- también es renovable, en muchos casos precisa la creación de una gran zona inundada de agua, el embalse, que supone un gran impacto ambiental y social).
- Debido a los avances tecnológicos, que implican un decremento de los costes, se trata de una fuente de energía muy competitiva en la actualidad, y con una buena previsión de futuro.
 - Es una fuente de trabajo en los medios rurales donde se implantan.
 - Inconvenientes:
 - La producción de energía, al depender de un fenómeno natural no almacenable, es impredecible, y al no disponer tecnológicamente por el momento de un sistema de almacenamiento de energía efectivo a gran escala, es necesario disponer de otras fuentes de energía paralelas que permitan cumplir con la demanda requerida.
 - Produce un impacto visual importante, debido a que los generadores tienen gran altura y las palas son muy grandes. Además, se deben colocar en zonas con vientos considerables, como colinas o en el litoral, por lo que destacan aún más a la vista, produciéndose por consiguiente una pérdida del valor paisajístico del territorio, que supondrá un impacto por pérdida de valor natural o cultural.
 - El giro del rotor produce ruido que genera un impacto acústico en la zona donde se disponen. (En muchos casos, al colocarse en zonas poco habitadas este impacto no es tan grande).
 - La fauna avícola puede impactar con las palas, incrementando su mortandad.
 - Posible afección a la salud de las personas por efecto del “Shadow Flicker”, creación de una sombra recurrente debido a que las palas en su movimiento tapan el sol intermitentemente, que puede generar estrés y dolores de cabeza.

3. EÓLICA OFFSHORE Y ONSHORE.

Onshore y offshore son dos nombres que hacen referencia a la localización de los parques eólico. Onshore significa que su localización es en tierra firme, mientras que offshore significa que el parque eólico está situado en el mar.

3.1. EÓLICA ONSHORE.

La técnica más habitual a nivel mundial consiste en la instalación de parques de aerogeneradores onshore, aprovechando zonas de grandes vientos, como la zona litoral, las colinas, etc. El desarrollo actual de esta técnica consiste en intentar disponer aerogeneradores de mayor potencia, y a mayor altura, para así aprovechar mejor la energía del viento.

Cuanta mayor altura se instale, mayores serán las cargas que debe soportar la estructura. En aerogeneradores de gran altura lo más habitual consiste en disponer torres de hormigón debido a dos motivos:

- Facilidad de construcción y transporte de las piezas: Las torres de hormigón se pueden realizar mediante encofrados trepantes o deslizantes, o también mediante anillos prefabricados, lo que simplifica la construcción con respecto a las piezas de acero.
- La mayor carga que supone la torre de hormigón con respecto a la torre metálica produce un efecto de compensación de las excentricidades de las cargas de la góndola, lo que se trata de un efecto favorable.

3.2. EÓLICA OFFSHORE.

Aunque en España esta técnica dista mucho de estar implementada (principalmente por las condiciones de baja energía de las costas españolas y por la elevada profundidad de nuestro litoral, que implicaría en muchos casos la disposición de tecnología flotante, aún en desarrollo), en el norte de Europa es una energía muy desarrollada.

Esta tecnología se ha desarrollado debido a la necesidad de obtener velocidades de viento lo suficientemente veloces como para que el aprovechamiento de dicha energía sea factible, pero también lo suficientemente estables para minimizar la dependencia con otras formas de obtención de energía. Debido a esto, se plantea aprovechar las mejores condiciones de viento que se producen en el litoral, dando esto lugar a los parques eólicos offshore.

Esta técnica, aunque de implementación más difícil y costosa que la eólica onshore, tiene algunas ventajas como la posibilidad de instalar máquinas de mayor potencia, y también que, al tratarse de instalaciones situadas en el mar, no existen grandes limitaciones de espacio, dando así lugar a parques de gran potencia.

4. EL AEROGENERADOR.

La mayoría de aerogeneradores tiene una serie de componentes comunes, representados en la siguiente figura.

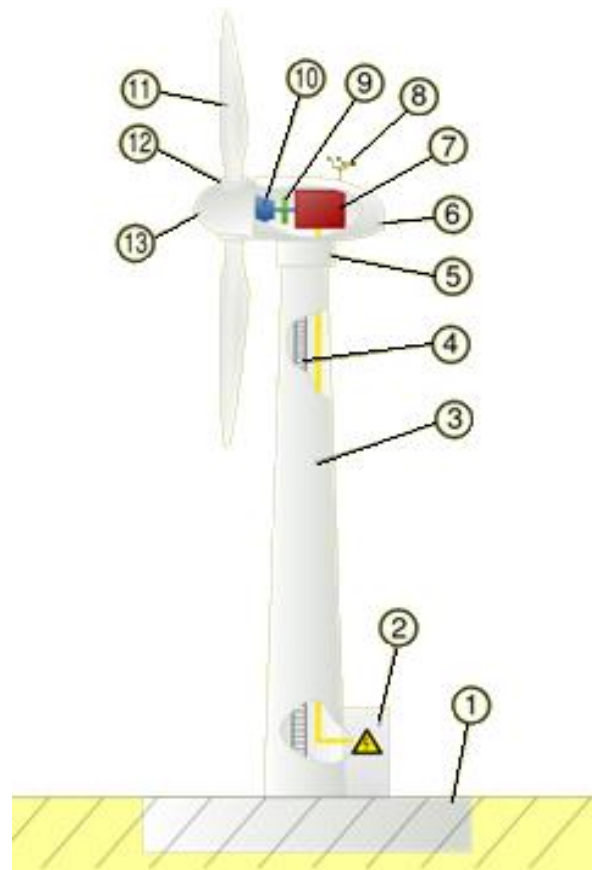


Figura 2.4. Partes de un aerogenerador

Las partes de un aerogenerador son:

1. **Cimentación:** Elemento estructural cuyo objetivo es transmitir las cargas al terreno, asegurando la estabilidad de la torre durante su vida útil. En el siguiente punto se verá las distintas tipologías disponibles.
2. **Conexión a red eléctrica.**
3. **Torre:** Elemento estructural que soporta el peso del aerogenerador y le mantiene elevadas las palas de la turbina. Normalmente es una estructura tubular troncocónica para permitir el acceso a la góndola, y realizada con acero u hormigón armado o pretensado. La elevación también permite aprovechar mayores velocidades del viento. La altura de la torre es muy variable de un aerogenerador a otro, existiendo aerogeneradores en un rango que va de los 40 a los 130 m. En su parte inferior será necesario disponer de una zona de conexión entre esta y la cimentación (mediante embebido o anclaje mediante conectores de acero).
4. **Escalera de acceso.**
5. **Sistema de orientación:** Sistema que permite el giro del aerogenerador para adaptarlo a la dirección del viento.
6. **Góndola:** Parte que contiene toda la maquinaria necesaria para la transformación de la rotación generada en las palas debido al viento en energía eléctrica. Está compuesta por unos engranajes que regulan la velocidad para obtener el mayor rendimiento energético.

7. **Generador:** Alternador que transforma la energía de rotación del eje de la turbina en energía eléctrica.
8. **Anemómetro:** Dispositivo que mide la velocidad del viento, y que junto a la veleta controla la orientación a la que se encuentra el aerogenerador.
9. **Freno:** Sistema que permite frenar el aerogenerador en caso de ser necesario.
10. **Caja de cambios:** Adecúa la velocidad de giro del eje principal a la necesaria en cada momento.
11. **Pala:** El diseño de la pala sigue el mismo principio que el utilizado para las alas de un avión, el aprovechamiento de la diferencia de presiones a cada lado de la pala para generar el movimiento. El modelo más utilizado es el de tres palas, pero también existen aerogeneradores con más palas e incluso con 2. Se construyen con plástico reforzado con fibra de vidrio o de fibra de carbono.
12. **Inclinación de la pala.**
13. **Buje del rotor:** El buje es una pieza cilíndrica que sirve de apoyo para el giro del eje del rotor.

En el mercado existen dos tipos claros de aerogeneradores, los de eje horizontal y los de eje vertical. Para el caso de horizontal el rotor lo forman el nexo de unión de las palas y las propias palas.



Figura 2.5. Aerogenerador de eje horizontal



Figura 2.6. Aerogenerador de eje vertical

Además, también se debe disponer de una estación transformadora que eleve el voltaje de la corriente eléctrica generada para su posterior transporte, pero esto no forma parte del aerogenerador.

5. CIMENTACIÓN DE AEROGENERADORES.

Como ya se ha indicado, la cimentación del aerogenerador tiene la misión de transmitir las cargas recibidas al terreno. Existirán varios tipos de carga.

- Carga vertical: Se corresponde en su mayor parte con el peso propio de la torre, góndola y palas.
- Carga horizontal: Carga generada por el viento. Es la carga más importante, debido a la gran altura de la torre, la carga del viento generará un gran esfuerzo flector en la cimentación. Además, el giro de las palas generará un esfuerzo dinámico que será necesario tener en cuenta.

En la elección del tipo de cimentación estarán involucradas tanto las cargas a soportar como el tipo de terreno sobre el que se dispone el aerogenerador. Existen dos opciones:

- Cimentaciones superficiales.
- Cimentaciones superficiales con pilotes

En algunos casos se puede adoptar una cimentación en base de trípode o de monopilote, pero es una situación más habitual para cimentaciones Offshore.

Además, se añadirá un apartado correspondiente a algunas tipologías especiales de cimentaciones para aerogeneradores.

Tipo de terreno	Tipo de cimentación
Roca próxima a la superficie	Superficial de hormigón armado apoyado en la roca y anclado mediante pernos
Terreno firme	Superficial de hormigón armado (puede incorporar pilotes)
Terreno de baja capacidad portante	Superficial con pilotes

Tabla 2.3 Cimentación a adoptar según el tipo de terreno.

La cimentación, una vez en carga, debe ser capaz de garantizar una adecuada respuesta a las solicitudes, evitando el vuelco y el deslizamiento frente a las acciones horizontales, pero también se deberá garantizar que la estructura es capaz de resistir esas cargas, y, además, tener en cuenta que el terreno, al recibir la carga, genera una distribución de presiones bajo la zapata que generarán esfuerzos, por lo que será necesario armar la zapata de forma importante.

Las cimentaciones superficiales se caracterizan por una gran extensión en planta, pues deben transmitir toda la carga recibida al terreno sin superar su capacidad portante. Habitualmente se trabaja con dos geometrías, la circular y la poligonal.



Figura 2.7. Cimentación octogonal.



Figura 2.8. Cimentación circular



Figura 2.9. Cimentación cuadrada

La cimentación superficial se utilizará en los casos en los que el terreno de cimentación sea firme. Si esto no fuera así, se pueden aplicar métodos de estabilización y mejora del terreno para conseguir ajustar las características del terreno como su rigidez, resistencia al corte, permeabilidad u homogeneidad.

- Precarga, compactación o vibración, que tienen como objetivo la consolidación del terreno para reducir futuros asentos.
- Infiltraciones con lechada de cemento, para modificar su permeabilidad e incrementar su capacidad portante.
- Jet-grouting: Realizar pequeñas perforaciones en el terreno y rellenarlas con una mezcla de lechada de cemento y tierra en forma de columnas.

Si aún con las mejoras del terreno las características del mismo no son suficientes para garantizar la estabilidad de la cimentación, sería necesario introducir pilotes para trasladar las cargas a estratos más resistentes.

5.1. TIPOLOGÍAS ESPECIALES DE CIMENTACIONES PARA AEROGENERADORES ONSHORE.

En este apartado se describirán las cimentaciones a analizar posteriormente en el documento. Algunas de estas tipologías especiales están definidas por patentes registradas en la Oficina Española de Patentes y Marcas o en la Oficina Europea de Patentes. Estas cimentaciones se basan en ir eliminando progresivamente hormigón para abaratar los costes.

- Cimentación anular: Es una cimentación en forma de anillo, basada en que debido a que la parte central de la misma no colabora a la hora de resistir los esfuerzos, se elimina el hormigón de dicha zona generando un abaratamiento de los costes, además de una cámara en la misma desde la cual se puede hacer el tesado de la torre. La cimentación sigue siendo de forma troncocónica.
- Cimentación de contrafuertes (ocho muros): cimentación formada por dos losas de hormigón armado dispuestas en planos a distinto nivel, una sobre el fondo de la correspondiente excavación, y otra en la parte superior, que quedan separadas entre sí mediante paneles prefabricados de altura variable en su longitud, que soportaran a la losa superior, de manera que entre los paneles y las losas se vierte un relleno del material procedente de la propia excavación realizada en el terreno. Este relleno sirve de encofrado de la superficie inferior de la losa superior y, además, complementa y aumenta de forma importante el peso de la zapata, lo que contribuye eficazmente a la estabilidad del conjunto torre-zapata para impedir el vuelco frente a la acción del viento sobre la torre y palas del aerogenerador. El contorno de la zapata prefabricada puede ser poligonal o circular, en donde los paneles prefabricados se disponen de forma radial entre las dos losas y sujetos mediante un contorno concéntrico de hormigón, que los mantiene en disposición vertical, hasta que se lleve a cabo el relleno. Este contorno o zona concéntrica de hormigón puede estar también constituido por paneles verticales prefabricados de hormigón. Los paneles radiales aportan rigidez a la zapata.

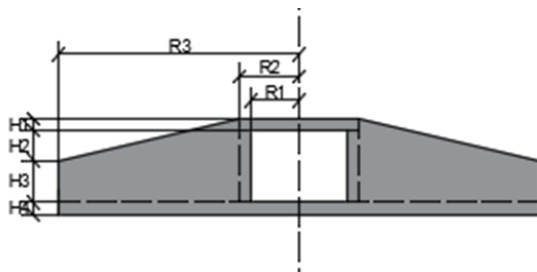


Figura 2.10 Sección de la cimentación de contrafuertes.

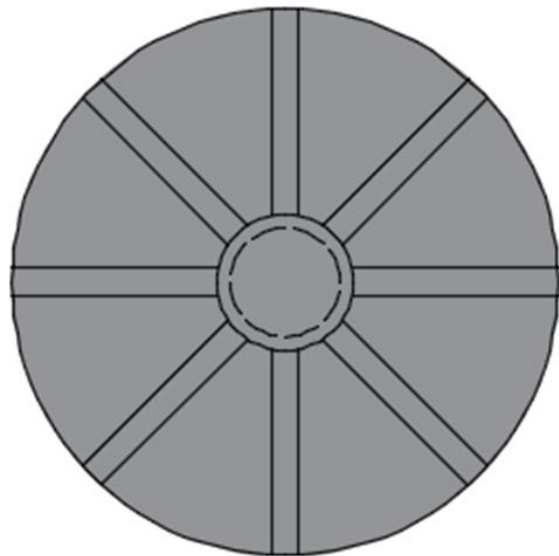


Figura 2.11. Planta de la cimentación de contrafuertes.

- Cimentación de jabalcones: Cimentación formada por un fuste central, situado bajo la base de la torre y que puede estar total o parcialmente enterrado en condición instalada; una losa inferior de reducido espesor, situada bajo el fuste central y que queda totalmente enterrada en condición instalada; así como unos medios de soporte lateral, los cuales quedan total o parcialmente enterrados en condición instalada. El fuste central puede ser hueco o macizo. Si es hueco puede estar formado por dovelas y/o anillos

prefabricados o ser hormigonado in-situ, y puede estar hecho de hormigón, acero o una combinación de ambos. Si el fuste central es macizo será preferentemente de hormigón “in-situ”. La losa inferior estará también hecha esencialmente de hormigón estructural. Los medios de soporte lateral se unen por un lado al fuste central y por otro a la losa inferior y están formados por al menos tres jabalcones, elementos de configuración lineal e inclinada con capacidad para transmitir tanto cargas de compresión como de tracción (pretensado) y quedan enterrados totalmente o en una parte elevada de su longitud. La disposición de los jabalcones es tal que, entre el fuste central, la losa inferior y cada jabalcón queda definida un área hueca, preferiblemente triangular, que se rellenará, toda ella o parte de esta, con el material de lastre que se dispondrá sobre la losa inferior para dotar al conjunto del peso necesario.

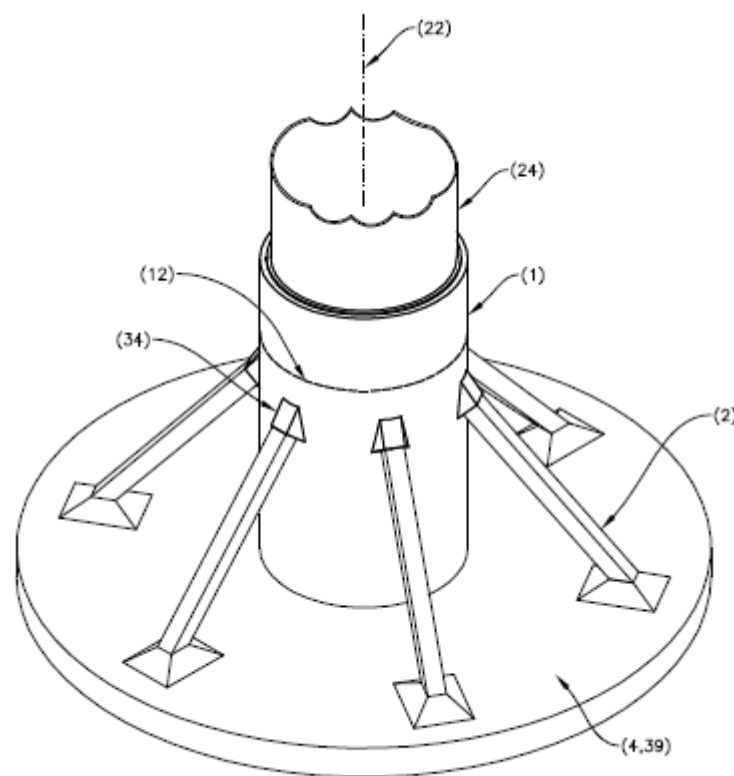


Figura 2.12. Cimentación de jabalcones.

5.2. CIMENTACIONES PARA AEROGENERADORES OFFSHORE.

A la hora de realizar la cimentación de un aerogenerador offshore, existen diferentes tipologías debido a las condiciones especiales de localización de estas estructuras, entre las que destacan:

- Cimentación por gravedad: Esta cimentación se basa en una cimentación de gravedad para aerogenerador onshore. Es común que la cimentación de gravedad se realice por

módulos, y algunos de estos estén vacíos para facilitar el transporte de las mismas a su zona de ubicación. Posteriormente, estos módulos vacíos se rellenarán con tierras para aportar mayor peso a la cimentación. Son válidas para zonas de profundidad menor a 20 m, y muy utilizadas en profundidades menores a 10 m.

- Tipo monopilote: Tipología de cimentación utilizada entre los 10 y los 25 m de profundidad, consistente en una estructura tubular de entre 3 y 3,5 m de diámetro que se clava en el terreno unos 30 m, por lo que se podría considerar que se trata de una cimentación de pilotes.
- En forma de trípode: Se utiliza principalmente en profundidades entre 30 y 40 m, tratándose de un trípode que se ancla en el fondo marino mediante pilotes de acero.
- Tipo "Jacket": Empleada hasta profundidades de 60 m, tratándose de una estructura similar a la de una plataforma petrolífera que se ancla en el fondo mediante pilotes, y requiere barcos especiales para su transporte.
- De soportes flotantes: Tipología aún en desarrollo, tratándose de un sistema de flotación que se anclaría al fondo para fijar la posición.

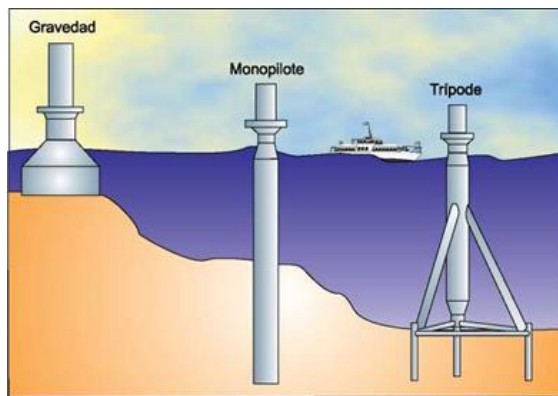


Figura 2.13. Cimentaciones de gravedad, monopilote y trípode.



Figura 2.14. Cimentación tipo "Jacket".

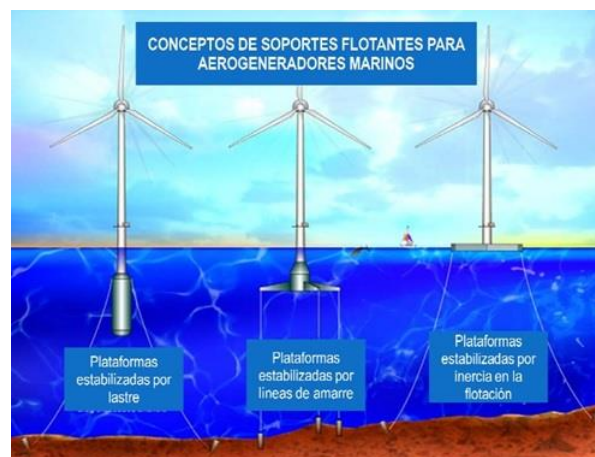


Figura 2.15. Cimentaciones flotantes.

CAPÍTULO 3.

DATOS DE PARTIDA Y CRITERIOS DE DISEÑO.

1. INTRODUCCIÓN.

El presente capítulo pretende introducir las hipótesis que se han tomado a la hora de realizar el cálculo de las cimentaciones, con el objetivo de unificar el punto de partida en todas ellas, y así poder realizar una comparativa final coherente. Con este objetivo, se han unificado las características de cada uno de los terrenos donde se situarían las cimentaciones, así como todas las acciones a las que se verán sometidas las diferentes cimentaciones, con la excepción de aquellas acciones que dependan de la tipología de las mismas (peso propio de la cimentación, peso del relleno de tierras, esfuerzos de pretensado existentes en la misma, etc.).

Además, en la segunda parte del capítulo se especifican los criterios de diseño que se han adoptado para realizar el cálculo de las dimensiones de las mismas.

2. DATOS DE PARTIDA.

2.1. CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO.

Con el objetivo de hacer comparables los resultados, se ha escogido los mismos tipos de terreno para todas las cimentaciones analizadas. El análisis realizado es el de la influencia de las características del terreno en el cálculo de las dimensiones de cada una de las cimentaciones, por lo que se han tomado diferentes terrenos. Las características principales de estos terrenos son:

- Suelo granular.
- Peso específico γ : 19 kN/m³.
- Ángulo de rozamiento interno φ : Variable en tramos de 5° desde 30° a 40°. Se ha considerado que un ángulo de rozamiento interno menor a 30° para una arena de 19 kN/m³ no es razonable. Aun así, se han realizado pruebas con los valores de 20° y 25°, y en el cálculo del Módulo de Balasto los resultados se salían de la rama elástica, haciendo que el resultado no fuera válido.
- Cohesión c' nula. Un terreno natural podría tener una cantidad de finos que pueden proporcionar algo de cohesión. Como se ha supuesto un material de manera teórica, se ha descartado esta posible cohesión residual para estar del lado de la seguridad
- Ángulo de dilatación ψ : 0°. Se ha considerado una dilatación nula con el objetivo de simplificar el comportamiento del material.
- Módulo de elasticidad E : Variable, con los valores de 50 MPa, 100 MPa, 200 MPa y 500 MPa. El módulo de elasticidad de un material granular es variable con la profundidad, puesto que el confinamiento de las arenas aumenta su rigidez. Se han optado por estos módulos puesto que van a representar un rango de arenas de poco a muy confinadas. En este caso se va a analizar todo el estrato del terreno como un conjunto, por lo que estos valores se corresponden con la media de dicho estrato.
- Existencia de un estrato rocoso a una profundidad variable, desde los 5 a los 30 m de profundidad en tramos de 5 m.
- Coeficiente de Poisson ν : 0,3, valor adecuado para arenas.

Todas estas características implican que cada cimentación se va a resolver en 72 terrenos diferentes, los cuales son:

Profundidad a la que se encuentra el estrato rígido (m)	Módulo de elasticidad (MPa)	Ángulo de rozamiento interno (°)		
5	50	30	35	40
	100	30	35	40
	200	30	35	40
	500	30	35	40
10	50	30	35	40
	100	30	35	40
	200	30	35	40
	500	30	35	40
15	50	30	35	40
	100	30	35	40
	200	30	35	40
	500	30	35	40
20	50	30	35	40
	100	30	35	40
	200	30	35	40
	500	30	35	40
25	50	30	35	40
	100	30	35	40
	200	30	35	40
	500	30	35	40
30	50	30	35	40
	100	30	35	40
	200	30	35	40
	500	30	35	40

Tabla 3.1. Tipos de terrenos utilizados.

2.2. ACCIONES.

Las acciones a considerar para el cálculo son las acciones especificadas en la Guía de Cimentaciones.

Las cargas a tener en cuenta en el cálculo de la cimentación se corresponden con 3 diferentes tipos de carga.

- Peso propio (PP): Peso propio de la cimentación de hormigón.
- Peso del terreno (PT): Peso de las tierras que gravitarán sobre la cimentación. Para su cálculo, la norma (EHE-08. Instrucción de Hormigón Estructural), especifica que la carga del terreno debe tenerse en cuenta aplicándole un coeficiente de 0,9. Tanto el peso propio como el peso del terreno dependerán de la geometría de la cimentación.

- Acciones transmitidas por la torre (AT): Estas cargas se corresponden con el peso propio de la torre y el aerogenerador, pero también con la carga de viento que soportará el sistema.
- Cargas de pretensado (P): Cargas correspondientes al pretensado existente en las cimentaciones. De todas las cimentaciones analizadas, únicamente la cimentación de jabalones contiene pretensado.

Para poder determinar las acciones transmitidas por la torre que va a sufrir la cimentación, será necesario determinar el tipo de aerogenerador que se va a utilizar, así como la altura de la torre utilizada. Estas características, además de ser importantes para el cálculo de las acciones de peso propio de la torre y el aerogenerador, también son importantes para el cálculo de la carga de viento, siendo esta carga una de las más importantes.

Para este estudio, se va a utilizar el aerogenerador de 5 MW de potencia del National Renewable Energy Laboratory del departamento de energía de los E.E.U.U. Este aerogenerador queda detallado en el documento (Dynamics Modeling and Loads Analysis of an Offshore Floating Wind Turbine). En este documento se detallan los diferentes estados de carga máxima para cada uno de los elementos que componen el aerogenerador. En este caso se han tenido en cuenta los diferentes estados de carga en la cabeza de la cimentación (base de la torre) correspondientes con eventos extremos. Cada una de las filas de la siguiente tabla proporciona el valor del parámetro de cálculo (acción especificada en la primera columna, con su valor máximo o mínimo según la segunda), y los valores del resto de acciones concomitantes con el parámetro de cálculo. Esta tabla incluye todas las acciones que soporta el generador, incluidos su peso propio y la carga de viento.

Extreme events for Tower Base:									
Parameter	Type	TwrBsFxt (kN)	TwrBsFyt (kN)	TwrBsFzt (kN)	TwrBsMxt (kN·m)	TwrBsMyt (kN·m)	TwrBsMzt (kN·m)	TwrBsFMxy (kN)	TwrBsMMxy (kN·m)
TwrBsFxt	Minimum	-4.13E+02	5.71E+01	-3.26E+03	-4.42E+03	-3.49E+04	1.30E+03	4.15E+02	3.52E+04
TwrBsFxt	Maximum	1.81E+03	-4.31E+01	-3.38E+03	3.04E+03	1.53E+05	1.49E+03	1.81E+03	1.53E+05
TwrBsFyt	Minimum	2.32E+02	-4.65E+02	-3.23E+03	4.09E+04	2.64E+04	1.83E+03	5.48E+02	4.88E+04
TwrBsFyt	Maximum	3.79E+02	4.42E+02	-3.31E+03	-2.77E+04	2.78E+04	-8.14E+02	5.85E+02	3.93E+04
TwrBsFzt	Minimum	4.06E+02	-1.63E+02	-1.05E+04	2.15E+04	3.82E+04	3.41E+03	4.40E+02	4.38E+04
TwrBsFzt	Maximum	6.28E+01	-2.96E+02	-8.96E+03	3.15E+04	2.26E+04	-6.36E+03	3.02E+02	3.88E+04
TwrBsMxt	Minimum	3.79E+02	4.42E+02	-3.31E+03	-2.77E+04	2.78E+04	-8.14E+02	5.85E+02	3.93E+04
TwrBsMxt	Maximum	2.92E+02	-4.65E+02	-3.23E+03	4.09E+04	2.64E+04	1.83E+03	5.48E+02	4.88E+04
TwrBsMyt	Minimum	-4.11E+02	6.37E+01	-3.26E+03	-4.77E+03	-3.53E+04	1.58E+03	4.17E+02	3.56E+04
TwrBsMyt	Maximum	1.81E+03	-4.31E+01	-3.38E+03	3.04E+03	1.53E+05	1.49E+03	1.81E+03	1.53E+05
TwrBsMzt	Minimum	5.34E+02	1.71E+01	-3.16E+03	2.63E+03	4.45E+04	-1.23E+04	5.34E+02	4.46E+04
TwrBsMzt	Maximum	2.32E+02	3.47E+00	-3.41E+03	4.90E+03	3.02E+04	1.20E+04	2.32E+02	3.06E+04
TwrBsFMxy	Minimum	5.93E-01	-3.63E-01	-3.26E+03	1.08E+03	3.46E+03	-1.82E+03	-1.12E-01	3.63E+03
TwrBsFMxy	Maximum	1.81E+03	-4.31E+01	-3.38E+03	3.04E+03	1.53E+05	1.49E+03	1.81E+03	1.53E+05
TwrBsMMxy	Minimum	3.95E+01	5.86E+00	-3.26E+03	1.84E+01	4.21E+00	6.04E+02	4.00E+01	1.53E+01
TwrBsMMxy	Maximum	1.81E+03	-4.31E+01	-3.38E+03	3.04E+03	1.53E+05	1.49E+03	1.81E+03	1.53E+05

Tabla 3.2. Cargas del aerogenerador a nivel cimentación.

De todas estas cargas, que están diferenciadas por eje (x, y, z) además de las cargas horizontales compuestas (xy), se han descartado todas las cargas correspondientes a los ejes x e y (así como los estados de carga donde dichas cargas son los máximos o mínimos) debido a que se consideran incluidas en los estados de carga compuesta xy.

Extreme events for Tower Base:

Parameter	Type	$T_{wrBsFzt}$ (kN)	$T_{wrBsMzt}$ (kN-m)	$T_{wrBsFMxy}$ (kN)	$T_{wrBsMMxy}$ (kN-m)
$T_{wrBsFzt}$	Minimum	-1.05E+04	9.41E+03	4.40E+02	4.38E+04
$T_{wrBsFzt}$	Maximum	-8.96E+03	-6.36E+03	3.02E+02	3.88E+04
$T_{wrBsMzt}$	Minimum	-9.16E+03	-1.23E+04	5.34E+02	4.46E+04
$T_{wrBsMzt}$	Maximum	-9.41E+03	1.20E+04	2.32E+02	3.06E+04
$T_{wrBsFMxy}$	Minimum	-9.26E+03	-1.82E+03	-1.12E+01	3.63E+03
$T_{wrBsFMxy}$	Maximum	-9.38E+03	1.49E+03	1.81E+03	1.53E+05
$T_{wrBsMMxy}$	Minimum	-9.26E+03	6.04E+02	4.00E+01	1.53E+01
$T_{wrBsMMxy}$	Maximum	-9.38E+03	1.49E+03	1.81E+03	1.53E+05

Tabla 3.3. Cargas de cálculo del aerogenerador a nivel cimentación

Como ya se ha comentado, estas cargas son las correspondientes a los eventos extremos (Extr). Para otros eventos de carga (cuasipermanente (QP), característica (Char)), se ha realizado una estimación con respecto a trabajos previos.

Para realizar el correcto cálculo de las cimentaciones, hay que realizar diferentes combinaciones de carga. Estas combinaciones de carga van a permitir poder realizar todas las comprobaciones necesarias sobre la cimentación. Las combinaciones de carga utilizadas están definidas por Det Norske Veritas y son las siguientes:

Descripción	PP	PT	AtExtr	AtChar	AtQP	P
Extremas Nmax	1,35	1,35	1	0	0	1,1
Extremas Nmin	1	1	1	0	0	0,68
Característica	1	1	0	1	0	1,1
Cuasipermanente Nmax	1	1	0	0	1	1,1
Cuasipermanente Nmin	1	1	0	0	1	0,68

Tabla 3.4. Combinación de cargas DNV

La altura de la torre, que es importante pues influirá en el cálculo de las cargas de viento, viene especificada en el documento, se corresponde con 90 m de longitud de eje de cálculo de dichas cargas, lo que significa que la torre tiene 87,6 m.

3. CRITERIOS DE DISEÑO.

3.1. CRITERIOS DE DISEÑO GEOTÉCNICOS.

Las cimentaciones a analizar deberán cumplir con los requerimientos geotécnicos necesarios para garantizar su correcto funcionamiento, es decir, que no se transmitan presiones excesivas al terreno que puedan provocar el fallo de la estructura, así como limitar las deformaciones que se producirán, permitiendo que estas sean admisibles.

Para el diseño geotécnico de las cimentaciones, se ha utilizado la guía danesa (Guidelines for Design of Wind Turbines), específica para aerogeneradores, así como la (Guía de cimentaciones en obras de carretera).

3.1.1. CORRECCIÓN DEL CORTANTE POR MOMENTO TORSOR.

Las condiciones ideales para el cálculo de una cimentación se corresponden a una cimentación únicamente cargada con una fuerza horizontal y una fuerza vertical no situada en el centro de la cimentación.

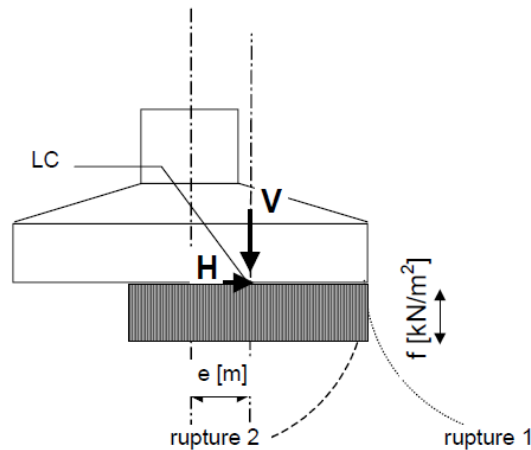


Figura 3.1. Condiciones ideales de carga

Como se ha visto anteriormente, cada uno de los casos de carga de cálculo están compuestos por un axil F_z , un cortante F_{xy} , un momento flector M_{xy} y un momento torsor M_z . En la figura anterior quedan incluidos F_z (V), F_{xy} (H) y M_{xy} , este último debido a que V está situada a una distancia e del centro de la cimentación. Esta e se calcula de la siguiente forma:

$$e = \frac{M_d}{V_d}$$

Fuera de este esquema quedaría el momento torsor M_z . Debido a esto, se ha aplicado una corrección del cortante H debido al mismo, para así poder realizar correctamente el cálculo geotécnico. La corrección del cortante se ha obtenido de la guía (Guidelines for Design of Wind Turbines), y es la siguiente:

$$H' = \frac{2 \cdot M_z}{l_{eff}} + \sqrt{H^2 + \left(\frac{2 \cdot M_z}{l_{eff}} \right)^2}$$

Donde H' es el cortante corregido, M_z el momento torsor de diseño, l_{eff} es la longitud del área efectiva y H el cortante de diseño.

3.1.2. ÁREA EFECTIVA DE LA CIMENTACIÓN.

A la hora de realizar el cálculo geotécnico de la cimentación, la presencia de una excentricidad en la carga (debida al momento flector M_{xy}), implica que las dimensiones reales de la misma no sean válidas para el cálculo, debiendo calcular las dimensiones efectivas de la cimentación. Este cálculo consiste en determinar la cimentación rectangular equivalente, calculando su B_{eff} y su l_{eff} , ancho y longitud efectiva respectivamente. Como las cimentaciones a analizar son de base circular, se ha aplicado el cálculo para cimentaciones circulares detallado en la guía (Guidelines for Design of Wind Turbines).

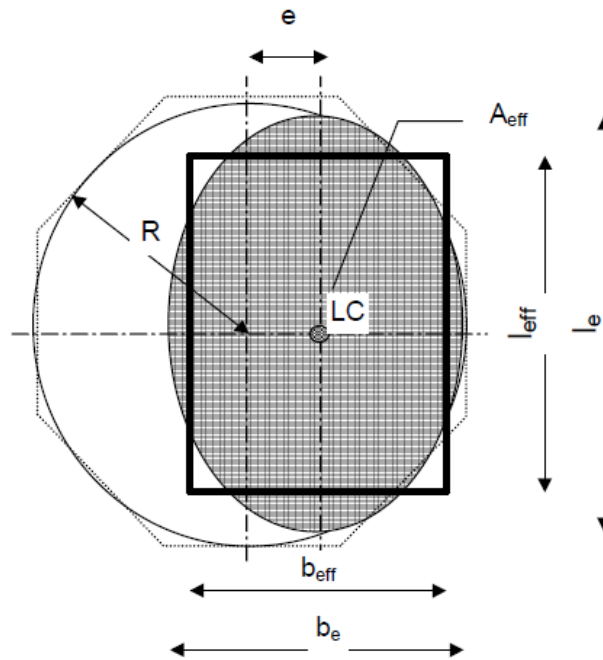


Figura 3.2. Área efectiva para cimentación circular

Partiendo de los datos de radio de la cimentación y de excentricidad de la carga, se pueden obtener las dimensiones área efectiva utilizando la siguiente formulación.

$$A_{eff} = 2 \left[R^2 \arccos\left(\frac{e}{R}\right) - e \sqrt{R^2 - e^2} \right] \quad b_e = 2(R - e)$$

$$l_e = 2R \sqrt{1 - \left(1 - \frac{b_e}{2R}\right)^2} \quad l_{eff} = \sqrt{A_{eff} \frac{l_e}{b_e}} \quad b_{eff} = \frac{l_{eff}}{l_e} b_e$$

3.1.3. PRESIÓN DE HUNDIMIENTO.

Con el objetivo de calcular la seguridad frente al hundimiento de la cimentación, es necesario calcular la presión de hundimiento del terreno. En el caso definido, como la existencia del estrato rígido mejoraría el valor del coeficiente de seguridad frente al hundimiento, se ha comprobado el resultado del coeficiente calculado con un estrato infinito de arena sin cohesión, por lo que el cálculo de la presión de hundimiento se hará en condiciones drenadas. Para el cálculo de la presión de hundimiento se ha utilizado la expresión de Brinch-Hansen, adaptada al caso de aerogeneradores según la guía (Guidelines for Design of Wind Turbines). Además, tal y como indica la guía, se ha tenido en cuenta el factor de profundidad del plano de cimentación según (Classification Notes NO. 30.4. Foundations).

$$q_d = \frac{1}{2} \gamma' b_{eff} N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma + p'_0 N_q s_q i_q d_q + c_d N_c s_c i_c d_c$$

Dónde:

- γ' : Peso específico del terreno.
- b_{eff} : Ancho efectivo de la cimentación.
- Factores N: Factores de capacidad de carga. Calculados según las siguientes expresiones:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi_d} \cdot \frac{1 + \sin \phi_d}{1 - \sin \phi_d} \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi_d \quad N_\gamma = \frac{1}{4} \cdot ((N_q - 1) \cdot \cos \phi_d)^{\frac{3}{2}}$$

Siendo ϕ_d el ángulo de rozamiento del terreno

- Factores s: Factores de forma. Calculados según las siguientes expresiones:

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{b_{eff}}{l_{eff}} \quad s_q = s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{b_{eff}}{l_{eff}}$$

Siendo l_{eff} la longitud efectiva de la cimentación

- Factores i: Factores de inclinación de carga. Calculados según las siguientes expresiones:

$$i_q = i_c = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + A_{\text{eff}} \cdot c_d \cdot \cot \phi_d} \right)^2 \quad i_\gamma = i_q^2$$

Siendo H_d el cortante de cálculo, V_d el axil de cálculo, A_{eff} el área efectiva y c_d la cohesión del terreno.

- Factores d: Factores de profundidad. Calculados según las siguientes expresiones:

$$d_\gamma = 1.0. \quad d_q = 1 + 1.2 \frac{D}{B'} \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \quad \text{Si } D < B'$$

Siendo D la profundidad del plano de cimentación.

- p_0' : Presión del terreno a nivel de plano de cimentación.

Como el terreno de diseño se trata de una arena sin cohesión, el último miembro de la expresión se elimina, quedando como resultante la expresión:

$$q_d = \frac{1}{2} \gamma' b_{\text{eff}} N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma + p_0' N_q s_q i_q d_q$$

Además, el factor de inclinación de las cargas, también se ve afectado por la cohesión, por lo que también se puede reducir dicha expresión:

$$i_q = i_c = \left(1 - \frac{H_d}{V_d} \right)^2$$

Este cálculo se corresponde con un modo fallo global, que se corresponde con la forma de rotura 1 de la figura 17. El suelo también puede fallar afectando también a la parte no cargada de la cimentación, fallo expresado en la forma de rotura 2 de la figura 17 y que se producirá cuando la carga sea extremadamente excéntrica. El caso de carga extremadamente excéntrica se produce cuando $e > 0,3 \cdot b$, y en este caso la presión admisible se calculará mediante la siguiente expresión:

$$q_d = \gamma' b_{\text{eff}} N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma + c_d N_c s_c i_c d_c (1.05 + \tan^3 \phi)$$

Otra vez, el segundo miembro de la expresión es nulo debido a que la cohesión del terreno es 0, por lo que:

$$q_d = \gamma' b_{eff} N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma$$

Bajo este caso, todos los factores de cálculo son los mismos que en el caso anterior a excepción del factor de inclinación de la carga, que pasa a ser:

$$i_q = i_c = 1 + \frac{H}{V + A_{eff} \cdot c \cdot \cot \phi} \quad i_\gamma = i_q^2$$

Que otra vez, al no existir cohesión, se ve reducido a:

$$i_q = i_c = 1 + \frac{H}{V}$$

En el caso de que sea aplicable este caso de carga extremadamente excéntrica, la presión de hundimiento de cálculo será la menor entre las dos a calcular (rotura modo 1 y rotura modo 2).

3.1.4. HUNDIMIENTO.

Una vez calculada la presión de hundimiento, se debe comprobar la seguridad frente al mismo de la cimentación. Para ello se va a recurrir a los coeficientes de seguridad frente al hundimiento detallado en el apartado 4.5.5.8 de la (Guía de cimentaciones en obras de carretera). El cálculo del coeficiente de seguridad frente al hundimiento se realiza dividiendo la presión de hundimiento del terreno entre la presión real que ejerce la cimentación sobre el terreno (carga vertical entre área efectiva de la cimentación):

$$F_h = \frac{P_{vh}}{P_v}$$

El resultado de esta operación debe cumplir los valores especificados por la guía de cimentaciones para cada una de las combinaciones de carga.

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO
Casi permanente (*)	$F_1 \geq 3,00$
Característica	$F_2 \geq 2,60$
Accidental	$F_3 \geq 2,20$

Tabla 3.5. Coeficientes de seguridad frente al hundimiento.

En este caso, al no realizar el cálculo con acciones accidentales, pero al sí tener acciones de mayor magnitud que las características, se van a comprobar las combinaciones de carga extremas (mayoradas y no mayoradas) con los coeficientes de seguridad de la situación accidental.

3.1.5. DESLIZAMIENTO.

El cálculo del coeficiente de seguridad frente a deslizamiento se realizará siguiendo las indicaciones de (Guidelines for Design of Wind Turbines), y comparando el resultado con los valores proporcionados por la (Guía de cimentaciones en obras de carretera) en su artículo 4.6.

El cálculo según DNV indica que hay que comparar la fuerza horizontal total con un valor calculado dependiente de las características de carga, terreno y dimensiones de la cimentación.

$$H < A_{\text{eff}} \cdot c + V \cdot \tan \phi$$

Como se trata de un terreno sin cohesión, la expresión se simplifica a la siguiente:

$$H < V \cdot \tan \phi$$

Con esta expresión se puede calcular un coeficiente de seguridad obteniendo el valor de la relación entre ambos términos:

$$Fd = \frac{V \cdot \tan \phi}{H}$$

Además, como el deslizamiento se produce en el contacto entre la cimentación y el terreno, y tal y como indica la (Guía de cimentaciones en obras de carretera), se ha minorado el ángulo de rozamiento del terreno con un factor de 0,8.

Una vez calculado el coeficiente de seguridad se compara con los valores proporcionados por la (Guía de cimentaciones en obras de carretera).

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO
Casi permanente (*)	$F_1 \geq 1,50$
Característica	$F_2 \geq 1,30$
Accidental	$F_3 \geq 1,10$

Tabla 3.6. Coeficientes de seguridad frente al deslizamiento.

En este caso, al no realizar el cálculo con acciones accidentales, pero al sí tener acciones de mayor magnitud que las características, se van a comprobar las combinaciones de carga extremas (mayoradas y no mayoradas) con los coeficientes de seguridad de la situación accidental.

3.1.6. VUELCO.

Para calcular el coeficiente de seguridad frente al vuelco se han seguido las especificaciones de la (Guía de cimentaciones en obras de carretera) en su artículo 4.7, en donde se proponen dos cálculos diferentes, el de vuelco rígido y el de vuelco plástico. En ambos casos, se aplica la siguiente expresión para el cálculo del coeficiente de seguridad, pero la diferencia será el punto de giro donde se aplica dicha expresión:

$$F_v = \frac{\sum M_{\text{estabilizadores}}}{\sum M_{\text{volcadores}}}$$

1. Vuelco rígido: El vuelco rígido se produce cuando se suponen presiones infinitas en el terreno, cosa solo posible si el terreno es infinitamente rígido y resistente. En este caso el eje de giro se coloca en el extremo de la cimentación.
2. Vuelco plástico: El vuelco plástico supone que se produce plastificación del terreno cerca de la arista de giro, por lo que se debe calcular un retranqueo del eje de giro. Para el cálculo del retranqueo del eje de giro se sigue el siguiente procedimiento:
 - a. Mayoración de la carga horizontal actuante

$$H_{\text{cálculo}} = F_d \cdot H$$

Siendo F_d el coeficiente de seguridad frente al deslizamiento

- b. Mayoración del ángulo de inclinación de la carga:

$$\text{tg } \delta_{\text{cálculo}} = F_d \cdot \text{tg } \delta$$

- c. Cálculo de la presión p actuante en la zona de giro: Este cálculo dependerá del cálculo previo de la presión de hundimiento. En este caso se ha utilizado el cálculo analítico mediante la expresión de Brinch-Hansen, lo que se corresponde con el epígrafe 4.5.5. de la (Guía de cimentaciones en obras de carretera), por lo que:

$$p = p_{vh} \quad \text{métodos de los epígrafes 4.5.4 y 4.5.5.}$$

$$p = 3 p_{v adm}^* \quad \text{métodos de los epígrafes 4.5.1, 4.5.2 y 4.5.3.}$$

- d. Cálculo del retranqueo del eje de giro: El retranqueo del eje de giro dependerá de la arista frente a la que se calcule el giro de la misma. En este caso, al tratarse de una cimentación circular a la que se aplica un momento compuesto xy , el momento de giro siempre se situará sobre la arista B^* , por lo tanto, es el cálculo a realizar.

$$d = \frac{1}{2} \frac{V}{p \cdot B^*} \quad \text{giro alrededor de la arista } B^*.$$

Una vez calculado los dos valores del coeficiente de seguridad frente al vuelco, se comprobarán que cumplan con los valores especificados en la (Guía de cimentaciones en obras de carretera).

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VUELCO RÍGIDO	COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VUELCO PLÁSTICO
Casi permanente(*)	$F_1 \geq 2,00$	$F_1 \geq 1,50$
Característica	$F_2 \geq 1,80$	$F_2 \geq 1,30$
Accidental	$F_3 \geq 1,50$	$F_3 \geq 1,10$

Tabla 3.7. Coeficientes de seguridad frente al vuelco.

En este caso, al no realizar el cálculo con acciones accidentales, pero al sí tener acciones de mayor magnitud que las características, se van a comprobar las combinaciones de carga extremas (mayoradas y no mayoradas) con los coeficientes de seguridad de la situación accidental.

3.2. CRITERIOS ESTRUCTURALES.

Otra parte importante para el correcto funcionamiento de la estructura consiste en que esta debe cumplir con los Estados Límite Últimos y de Servicio del hormigón, cumpliendo con lo especificado en la (EHE-08. Instrucción de Hormigón Estructural). En este caso, como el trabajo consiste en la comparativa de las dimensiones que necesita cada una de las diferentes cimentaciones en cada terreno, se ha obviado el cálculo de la armadura que se tendría que disponer en cada una de ellas.

Diferente es el caso de las armaduras activas que aparecen en la cimentación de jabalcones. El pretensado tendrá una importante influencia en la estructura, compensando las cargas existentes y contribuyendo a la rigidez de la estructura, por lo que su dimensionamiento si será más detallado.

3.2.1. CRITERIOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO.

El objetivo con el que se ha diseñado el pretensado consiste en que este sea capaz de absorber de la carga horizontal máxima en la cabeza de la cimentación sea cual sea su dirección. Es por esto por lo que el pretensado dispuesto deberá ser un pretensado simétrico, puesto que debido a que la góndola tiene capacidad de giro, la carga máxima puede venir de distintas direcciones en tiempos diferentes.

El funcionamiento buscado en el pretensado es el de que los diferentes jabalcones funcionen como tirantes que, dependiendo de la dirección de la carga, algunos de ellos funcionarán como tirantes a tracción y otros a compresión. El funcionamiento buscado implica que el pretensado discurra a través de la fibra baricéntrica del jabalcón, por lo que no existirán excentricidades que generen momentos flectores. Además, se ha optado por tesar desde ambos extremos.

La simetría de los trazados, la no existencia de excentricidades y el tesado desde ambos extremos implican que, con respecto al cálculo geotécnico analítico de la estructura, todas las cargas generadas por el pretensado se compensen, por lo que no será necesario incluirlas en dicho cálculo. Diferente son las comprobaciones que dependan de la deformación de la estructura, pues el pretensado si provocará deformaciones.

Se han utilizado torones de 0,6", de área de 140 mm² por torón, con un acero Y1860, de tensión de rotura f_{pmax} 1.900 MPa, límite elástico f_{pyk} 1.710 MPa y módulo de elasticidad E 195.000 MPa. Aunque solo sea introducido pretensado en cada uno de los jabalcones en el cálculo, y la disposición de este permita realizar el pretensado por el método del pre-tesado, se ha optado por que el pretensado sea post-tesado debido a que esto permitirá simplificar la unión del jabalcón con el resto de la cimentación, consiguiendo el trabajo conjunto de toda la cimentación. El diámetro dependerá del número de torones que deba albergar y queda especificado en la siguiente tabla.

Nº Torones	Dímetro de vaina (mm)	Nº Torones	Dímetro de vaina (mm)	Nº Torones	Dímetro de vaina (mm)
3	42	20	110	38	150
4	51	21		39	
5	63	22		40	
6		23		41	
7	75	24	120	42	160
8		25		43	
9	81	26		44	
10		27		45	
11	90	28		46	
12		29		47	
13	100	30	140	48	170
14		31		49	
15	100	32		50	
16		33		51	
17		34		52	
18		35		53	
19		36		54	
		37		55	

Tabla 3.8 Diámetro de vaina según número de torones.

Para absorber la carga horizontal máxima, el número de torones en cada jabalcón se ha obtenido teniendo relacionando la carga horizontal máxima con la carga horizontal que genera cada torón. Como se puede ver, cuanto mayor sea el ángulo en el que se dispone el jabalcón con respecto al plano de cimentación, menor será el pretensado necesario. El aumento del ángulo del jabalcón lleva implícito un aumento del volumen de hormigón, puesto que será necesario aumentar la altura del fuste de la cimentación para poder realizar el anclaje del jabalcón. Debido a esto, se ha optado por buscar una solución intermedia, en la que el ángulo que tiene el jabalcón con respecto al plano de cimentación sea del entorno de 45°.

Con respecto a la fuerza de tesado, se han seguido las especificaciones de la (EHE-08. Instrucción de Hormigón Estructural), que en el artículo 20.2.1. especifica que la fuerza de tesado P_0 no puede ser superior a:

$$0,70f_{p\max k} \quad ; \quad 0,85f_{pk}$$

Para el cálculo de la cantidad de pretensado a incluir en los jabalcones se han estimado las pérdidas, para obtener las tensiones aproximadas a las que trabajaría el pretensado. En la estimación de las pérdidas se ha tenido en cuenta que, al tratarse de un pretensado recto, las pérdidas por rozamiento serán menores. A continuación, se presentan los valores utilizados:

Características del Acero	
f_{pmax} (N/mm ²)	1900
f_{pyk} (N/mm ²)	1710
E_p (N/mm ²)	195000
$0,75 \cdot f_{pmax}$ (N/mm ²)	1425
$0,85 \cdot f_{pyk}$ (N/mm ²)	1453,5
σ_0 (N/mm ²)	1425
σ_i (N/mm ²)	1350
σ_∞ (N/mm ²)	1080

Tabla 3.9. Características del acero.

El cálculo de las pérdidas de pretensado reales las realizará automáticamente el programa Midas Civil, siguiendo las especificaciones de la (EHE-08. Instrucción de Hormigón Estructural) en su artículo 20.2.2. Para ello habrá que definir algunos parámetros:

- Coeficiente de rozamiento en curva μ : Necesario para el cálculo de las pérdidas por rozamiento entre las armaduras y las vainas. El valor adoptado, 0,21, se obtiene de la siguiente tabla:

Disposición de las armaduras en las vainas	Estado superficial de las armaduras	Naturaleza de los aceros constitutivos de las armaduras		
		Alambres o cordones trefilados	Barras laminadas lisas	Barras laminadas corrugadas
1. Tendón formado por varios elementos agrupados en una misma vaina de acero sin tratamiento superficial	Sin lubricar	0,21	0,25	0,31
	Con lubricación ligera (aceite soluble)	0,18	0,23	0,27
2. Tendón formado por un único elemento aislado, en una vaina sin tratamiento	Sin lubricar	0,18	0,22	0,28
	Con lubricación ligera (aceite soluble)	0,15	0,20	0,24

Tabla 3.10. Valores del coeficiente de rozamiento μ en curva.

- Coeficiente de rozamiento parásito, por metro lineal K: Necesario para el cálculo de las pérdidas por rozamiento entre las armaduras y las vainas. El cálculo de K se realiza a partir del valor K/μ proporcionado por la norma, que en este caso será de 0,006.

Diámetro interior del conducto (en mm)	30	40	50	60	> 60
K/μ	0,016	0,012	0,009	0,007	0,006

Tabla 3.11. Valor de K/μ .

- Penetración de la cuña a: se ha adoptado un valor de penetración de la cuña de 6 mm.

3.3. CRITERIOS ESPECÍFICOS.

Con el objetivo de garantizar el correcto funcionamiento del aerogenerador, se han adoptado otros criterios de diseño a cumplir. Estos criterios están no son criterios adoptados por ninguna norma, pero se han considerado en base a experiencias previas o a condicionantes de diseño.

- Diámetro de la zona de contacto entre cimentación y torre: El documento (Dynamics Modeling and Loads Analysis of an Offshore Floating Wind Turbine), utilizado para determinar las acciones transmitidas por la torre, especifica que la torre tiene un diámetro en su base de 6 m, por lo que se ha adoptado un diámetro mínimo de la cimentación en esta zona de 7 m, con el objetivo de poder encajar la torre correctamente.
- Asiento de la cimentación: El asiento de la cimentación deberá ser menor a 3 mm/m. El cálculo del asiento se realizará mediante la siguiente expresión:

$$\text{asiento} = \frac{\Delta s}{s}$$

Siendo Δs la variación de espesor del estrato deformable y s el espesor del estrato deformable desde el plano de cimentación a su final. La variación del espesor se calculará como $\Delta s = s' - s$, siendo s' el espesor del estrato tras la deformación.

El dato de partida para el cálculo del asiento será el valor del desplazamiento máximo del plano de cimentación, desplazamiento que se produce en el extremo del eje donde el momento flector y la carga horizontal combinan sus efectos en la combinación de carga extrema mayorada.

A partir del desplazamiento máximo d se puede obtener s' mediante la expresión $s' = s - d$. Sustituyendo todas estas expresiones en la inicial, obtenemos que:

$$\text{asiento} = \frac{\Delta s}{s} = \frac{s' - s}{s} = \frac{(s - d) - s}{s} = \frac{-d}{s}$$

Donde d es el desplazamiento del plano de cimentación en mm y s el espesor del estrato deformable.

- Rigidez rotacional de la cimentación: La rigidez rotacional está asociada al correcto funcionamiento del aerogenerador, pues si se produce un giro excesivo, el funcionamiento del mismo se vería entorpecido. Para un aerogenerador de 5 MW, se debe cumplir una rigidez rotacional mínima de la cimentación de $2 \cdot 10^{11}$ N*m/rad para la combinación de cargas cuasipermanente. Para calcular la rigidez rotacional se deberá obtener el asiento producido en dos puntos opuestos situados en la base de la torre en el

eje de aplicación del momento. Estos valores permitirán calcular el giro de la cimentación mediante la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{|D_1 - D_2|}{L}$$

Siendo δ el giro en radianes, D_1 el valor del asiento en el punto 1 en m, D_2 el valor del asiento en el punto 2 en m y L la distancia entre ambos puntos.

Una vez calculado el giro de la cimentación, para obtener la rigidez rotacional se debe dividir el momento flector aplicado entre el giro.

$$Kr = M / \delta$$

Para el cálculo del momento aplicado, aparte del momento flector de diseño aplicado en la base de la torre, habrá que tener en cuenta el efecto que tienen las cargas horizontales con respecto al giro de la cimentación, por lo que el momento de cálculo de la rigidez rotacional será el momento flector total en la base de la cimentación:

$$M = M_d + F_{xy}' * h$$

Siendo M el momento de cálculo de la rigidez rotacional, M_d el momento aplicado en la base de la torre, F_{xy}' la fuerza horizontal aplicada en la base de la torre (incluida la corrección por momento torsor) y h el canto de la cimentación.

- Levantamiento de la cimentación: Otro criterio que debe cumplir la cimentación se corresponde con el levantamiento de la misma. Frente a la combinación de cargas cuasipermanente, puesto que como indica el nombre es una combinación que está presente en una gran parte del tiempo, el levantamiento de la cimentación deberá ser nulo. Para la combinación de cargas de extremas sin mayorar (Extrema Nmin), el levantamiento de la cimentación debe ser menor a un 50%. La comprobación de si existe levantamiento se realizará comprobando las reacciones en el plano de cimentación: La zona donde no existan reacciones implicarán el levantamiento de la cimentación debido a que el terreno no puede generar reacciones frente a un esfuerzo de tracción.

Como se ha podido comprobar, los últimos tres criterios implican obtener unos resultados muy específicos (asientos de la cimentación y reacciones del terreno), para lo que será necesario realizar un modelado de las cimentaciones en el Software Midas Civil. Debido a que este Software es un programa estructural, el contacto de la cimentación con el terreno se realizará mediante unos apoyos tipo muelle (modelo Winkler) que funcionarán únicamente a compresión con un valor de su constante K igual al Módulo de Balasto del terreno. El trabajo con las cimentaciones ha permitido comprobar que el caso de carga crítico tanto para asiento como para rigidez rotacional y levantamiento de la cimentación se corresponde con el caso de momento flector M_{xy} máximo, coincidente con el de fuerza horizontal F_{xy} máxima, por lo que es este el único caso analizado en cada una de las cimentaciones.

Que este caso sea el pésimo tiene su lógica. Con respecto al asiento máximo de la cimentación, como la fuerza vertical transmitida tiene poca variabilidad en cada uno de los casos de carga (la fuerza vertical se corresponde mayoritariamente con el peso propio de la torre y el aerogenerador, que aparecerá en todos los casos), es el asiento de la parte exterior de la

cimentación donde se acumula el efecto del flector la que más va a asentar, por lo que a mayor flector, mayor asiento. Parecido es el caso del levantamiento de la cimentación. Es evidente que, si se produce levantamiento de la misma, este se producirá en la parte de la cimentación en la que el efecto del flector contrarresta el efecto de la carga vertical, por lo que a mayor flector, mayor es este efecto y más posible se vuelve el levantamiento. En el caso de la rigidez rotacional, el resultado es muy parecido en cada uno de los casos, pues se trata de un valor intrínseco de la cimentación. Se ha comprobado que el cálculo arroja unas pequeñas variaciones del valor de la rigidez rotacional según los diferentes casos, de entre el 1 y el 5%, pero que, en el mismo, el menor valor se corresponde también con el caso de momento máximo, por lo que, cumplido este caso, se cumple el resto.

Lo anteriormente expuesto permite simplificar el cálculo de las cimentaciones en el software Midas a únicamente el caso de carga flector máximo para cada una de las cimentaciones en cada uno de los terrenos. Con respecto a los coeficientes de seguridad frente a deslizamiento, vuelco y hundimiento, el cálculo se ha realizado para todos los casos de carga.

3.3.1. CÁLCULO DEL MÓDULO DE BALASTO.

Si bien existe formulación analítica para la obtención del Módulo de Balasto del terreno, debido a que este dependerá de las características del terreno, de las dimensiones de la cimentación y de las cargas aplicadas, se ha optado por realizar modelos de las cimentaciones en el Software Plaxis, calculando el módulo de balasto como el cociente entre el promedio de las tensiones verticales en el plano de cimentación y el promedio del desplazamiento vertical (asiento) de dicho plano en la combinación de cargas cuasipermanente:

$$K_v = \overline{\sigma N} / \overline{u_y}$$

El cálculo del módulo de balasto mediante este procedimiento exige que el comportamiento del terreno sea de tipo elástico, por lo tanto, lejano a la rotura. Para cada uno de los terrenos analizados, antes de proceder al cálculo del Módulo de Balasto, se ha comprobado el cumplimiento de esta hipótesis. Al analizar el comportamiento de los terrenos de bajo ángulo de rozamiento interno (20° y 25°), se ha comprobado que su comportamiento es de tipo plástico, más cercano a la rotura. Es por esto por lo que estos ángulos de rozamiento interno se han descartado para el cálculo final.

A la hora de realizar el modelo de Plaxis de cada una de las cimentaciones, se ha optado por modelar la cimentación efectiva y no la real, debido a que de esta forma se puede simplificar el modelo a un modelo en 2D. El cálculo de la cimentación efectiva se realiza para tener en cuenta la influencia del momento flector (excentricidad de la carga vertical) en posteriores cálculos, por lo que al utilizarla en el modelo de Plaxis, hay que tener en cuenta que las cargas a introducir son únicamente las fuerzas horizontales y verticales a nivel base de torre, puesto que la influencia del momento flector ya se tiene en cuenta en las dimensiones de la cimentación efectiva.

Al utilizar un modelo en 2D, la cimentación modelada se corresponde con una zapata corrida, de un ancho B y una longitud infinita, dando el Software el resultado por metro lineal de longitud de

cimentación. Para poder transformar la cimentación efectiva, que tiene una B y una L finitas, en una cimentación con una B y una L=1, será necesario introducir la influencia de la L en las cargas aplicadas, por lo que las cargas a aplicar deberán ser las correspondientes a cada metro de cimentación:

$$F_{xy'}(Plaxis) = F_{xy'}/L$$

$$F_z(Plaxis) = F_z/L$$

En el cálculo de la fuerza vertical F_z se considerarán tanto las acciones externas en combinación cuasipermanente, como el peso propio de la cimentación y el peso del terreno que gravita sobre la misma.

Aunque para el cálculo del Módulo de Balasto se debe utilizar la combinación de cargas cuasipermanente, ya se ha visto que cada una de las combinaciones de carga incluye 8 casos de carga (diferentes F_{xy} , F_z , M_{xy} y M_z en cada una de ellas). Como el Módulo de Balasto es un cálculo necesario para poder realizar la comprobación de las cimentaciones en el software Midas, pero no constituye un criterio de diseño, este valor solo lo habrá que calcular para aquellos casos de carga que haya que comprobar en Midas. Como ya se ha visto, en Midas se comprobará el caso de carga de flector máximo para cada una de las cimentaciones en cada uno de los terrenos, por lo que esto también será el caso a calcular con Plaxis.

A la hora de introducir el terreno en el software, además de las propias características del terreno, habrá que introducir el coeficiente reductor de la fuerza del terreno en las interfaces R. Este coeficiente sirve para simular el comportamiento del contacto entre terreno y estructura, pues el cambio de material hace que se reduzca la resistencia. Un concepto análogo a este coeficiente se aplica en el cálculo analítico del coeficiente de seguridad frente al deslizamiento, donde se introduce una minoración del ángulo de rozamiento interno del material para simular el contacto entre el terreno y la cimentación. El coeficiente de reducción R podrá variar entre 0 y 1 dependiendo de los materiales entre los que exista el contacto, utilizando el valor de 1 cuando dicha reducción sea nula.

Plaxis permite introducir dos interfaces diferentes en un mismo contacto entre materiales, una para cada material que forma el contacto. Para diferenciarlas, les asigna una notación de positiva a la que se sitúa en un material, y de negativa a la del otro. Como el único contacto entre materiales en los modelos realizados se corresponde con el contacto entre el terreno y el hormigón de la cimentación, se va a utilizar el nombre de interfaz negativa cuando se hable de la interfaz desde el terreno, y positiva para la situada desde el hormigón. El coeficiente reductor siempre se va a aplicar en la interfaz negativa (en el terreno) puesto que es una característica del mismo.

Para el modelado en Plaxis de la cimentación se utilizarán los siguientes materiales:

- Hormigón: Material de modelo elástico lineal y de tipo no poroso. Su peso específico será igual a 0 debido a que el peso del hormigón de la cimentación se tendrá en cuenta en el

cálculo de la fuerza vertical F_z aplicada. El hormigón se utilizará para el modelado de una chapa de ancho B el ancho efectivo de la cimentación y altura 0,5 m, que servirá para el reparto de las cargas. Es por esto por lo que el módulo de elasticidad E utilizado para el hormigón no es el real del mismo, puesto que al reducir el espesor la cimentación modelada sería mucho más flexible que la cimentación real. El módulo de elasticidad E utilizado para rigidizar la cimentación es de $2,5 \cdot 10^{13}$ kN/m². El Coeficiente de Poisson ν será 0,2, coeficiente adecuado para el hormigón.

- Arena $R=1$: Material de modelo de Mohr-Coulomb y de tipo drenado. El resto de los parámetros (γ , E , ν , ϕ , c' , Ψ) son los especificados en el apartado 2.1 de este capítulo. Con este material se constituirá el terreno, aplicado desde el plano de cimentación (no se tendrá en cuenta el relleno posterior) hasta el estrato rocoso. Además, se colocarán interfaces negativas de este material en los 2 m adyacentes a cada lado de la cimentación para el correcto modelado de las deformaciones en los extremos de la misma, corrigiendo así posibles distorsiones. Aunque no se introduce el terreno por encima del plano de cimentación, en la realidad sí se va a realizar un relleno con el material previamente excavado. Es por esto por lo que no se aplica reducción para estas interfaces, puesto que en realidad esta interfaz no existe.
- Arena $R=0,667$: Mismo material que la Arena $R=1$ con la única diferencia del valor dado a la reducción de la fuerza del terreno en las interfaces al valor 0,667. Este material es el utilizado en la interfaz negativa del contacto entre el terreno y la cimentación de hormigón. Se ha utilizado este valor debido a que es el recomendado por el manual de Plaxis para un contacto entre una arena y el hormigón.

Además, en el contacto del terreno y la cimentación también se dispondrá una interfaz positiva, sin ningún material, que servirá para la obtención de las tensiones y las deformaciones. El nivel freático se colocará en el estrato rocoso.

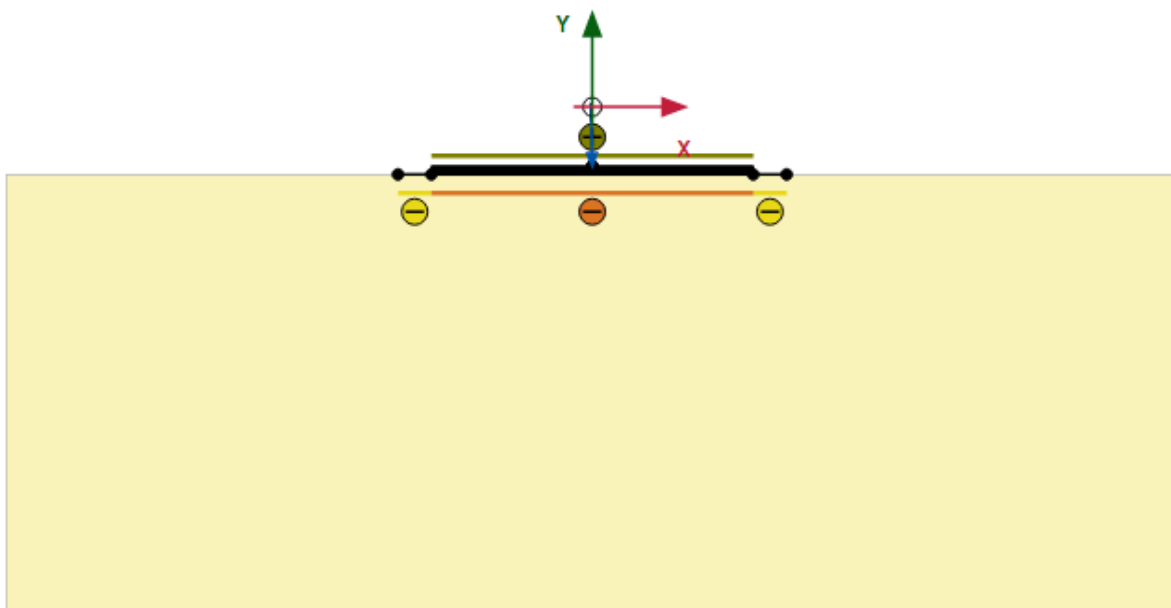


Figura 3.3. Modelado de la cimentación en Plaxis.

En la figura podemos apreciar el resultado final del modelado de la cimentación en Plaxis, donde se puede ver la chapa de hormigón que simula la cimentación, el terreno de arena, las interfaces tanto positivas como negativas y la carga aplicada en el centro de la cimentación (flecha azul). El siguiente paso es la realización de la malla, que en este caso se ha optado por un mallado muy fino.

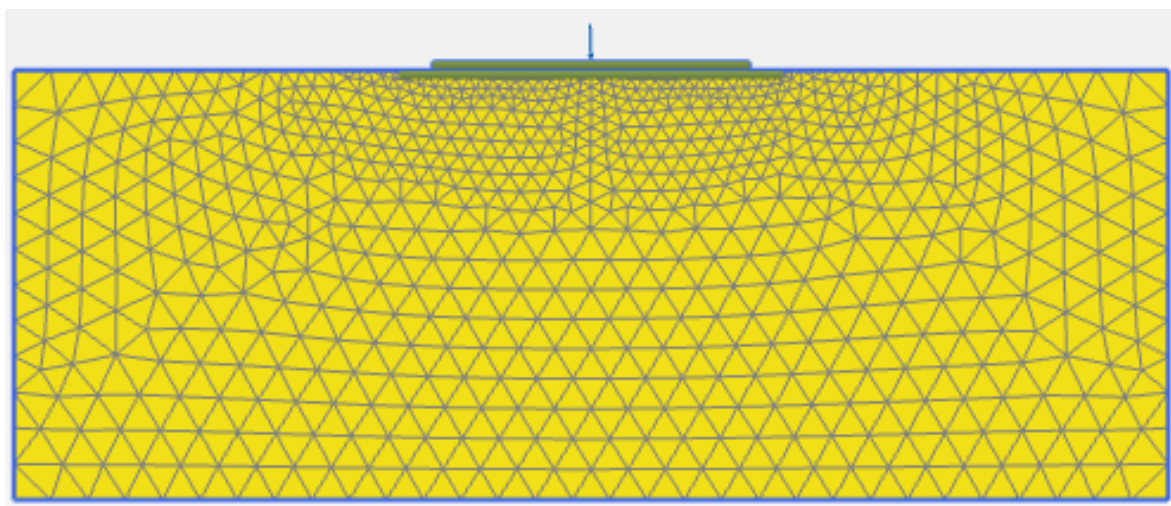


Figura 3.4. Mallado del modelo.

Las fases que se han realizado para el cálculo son dos:

- Fase 1: Fase inicial, únicamente el terreno.

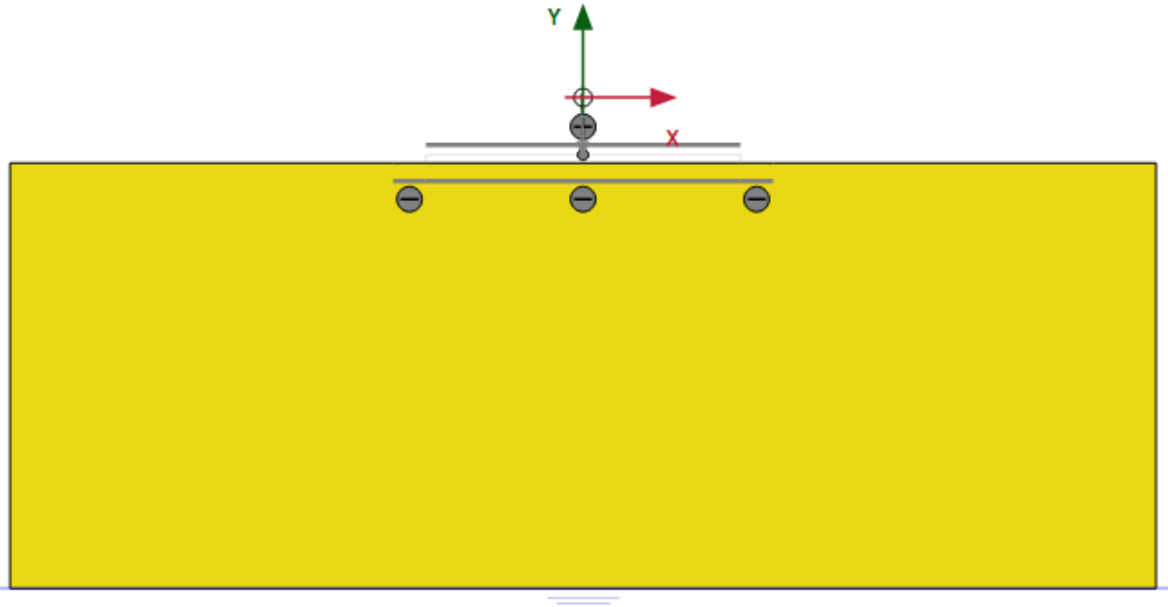


Figura 3.5. Fase inicial.

- Fase 2: Fase final, terreno con cimentación, interfaces y todas las cargas.

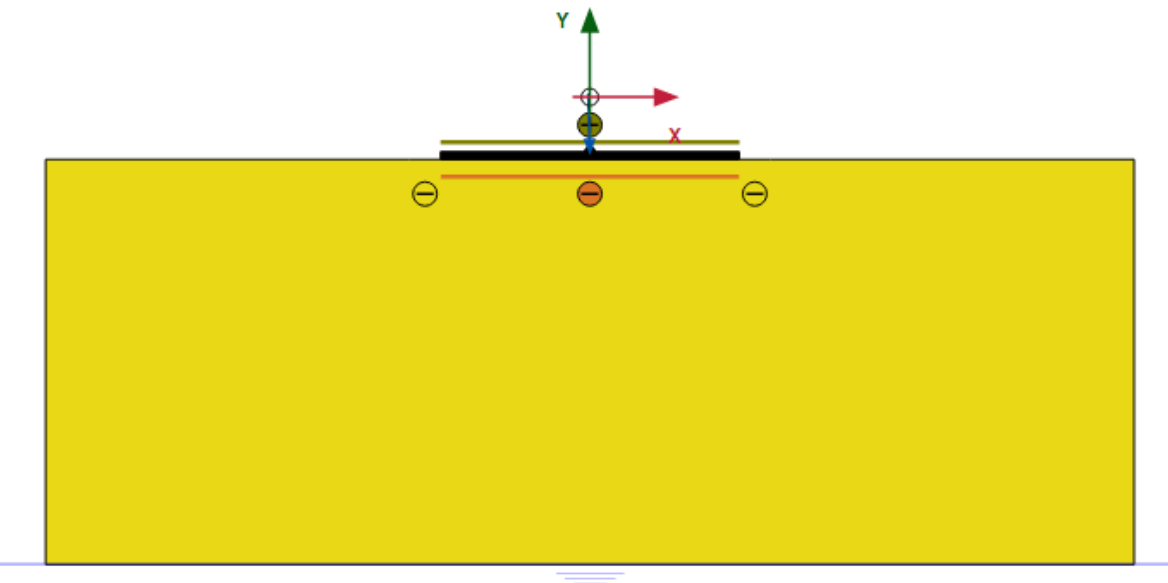


Figura 3.6. Fase final.

Una vez calculado se obtendrán los datos de u_y y σ_N de la interfaz positiva, eliminando los valores que aparezcan duplicados, y realizando el promedio de cada uno, obteniendo así el módulo de balasto para cada caso de carga de cada cimentación.

3.3.2. MODELADO EN MIDAS CIVIL. OBTENCIÓN DE ASIENTOS Y REACCIONES.

Una vez obtenido el módulo de balasto, se pueden realizar los modelos en Midas Civil para la obtención de los resultados necesarios para comprobar que se cumplan los criterios de diseño específicos.

En este caso, como lo interesante es analizar el funcionamiento de las cimentaciones (asientos, levantamientos), no tiene sentido simplificar los modelos a las dimensiones efectivas, pues por ejemplo, para calcular el giro, no se estaría teniendo en cuenta el momento flector. Es por eso por lo que el modelado en Midas se ha realizado para la cimentación completa.

Además, con el objetivo de que el modelo realice el reparto de cargas de una forma correcta, se han incluido en los modelos los 8 primeros metros de torre, cuyo material será un acero sin peso específico puesto que el peso de este tramo de la torre está incluido en la acción externa. Este material deberá ser definido manualmente, dándole peso específico γ 0 y los valores de módulo de elasticidad E y Coeficiente de Poisson ν propios del acero ($E=210.000$ MPa, $\nu=0,3$)

Para todos los casos analizados, la base de las cimentaciones es de forma circular, por lo que para la realización del modelo completo se ha optado por crear figuras de revolución, dividiendo la cimentación en 72 tramos de 5° ($72 \cdot 5^\circ = 360^\circ$), creando manualmente únicamente solo uno de los tramos, y rotándolo 71 veces, para así obtener toda la cimentación. En la cimentación de contrafuertes y en la de jabalcones, los elementos que le dan el nombre a cada una de ellas únicamente aparecen 8 veces, por lo que se creará uno de ellos y se rotará 7 veces en 45° ($8 \cdot 45^\circ = 360^\circ$). El proceso de rotación se ha realizado por grupos, que son necesarios para la introducción de las cargas o para obtener resultados. Los elementos básicos que se han utilizado son:

- Elementos sólidos: Utilizados para la generación de la cimentación completa en el caso de la cimentación circular y de la anular, y de la las losas y fustes centrales en las de contrafuertes y jabalcones.
- Elementos tipo placa: Utilizados para la realización de los 8 m de torre (debido a que en ellos las cargas se pueden aplicar directamente como fuerzas y momentos, mientras que en los elementos sólidos sería necesario trabajar con presiones), y también en los contrafuertes de la cimentación de contrafuertes.
- Elementos tipo viga: Utilizados en el modelado de los jabalcones.

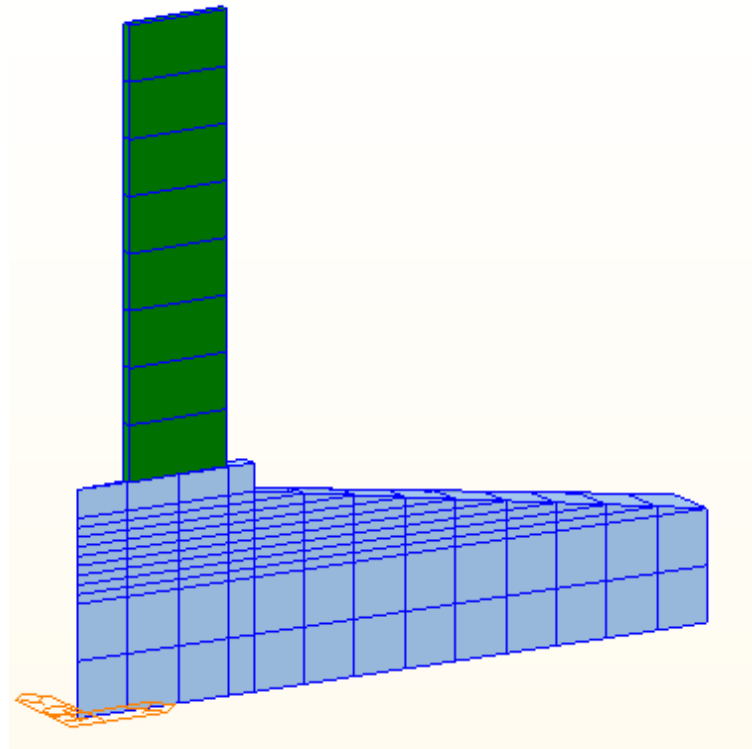


Figura 3.7. Tramo de 5° de la cimentación circular.

El único paso entre la figura anterior y la siguiente consiste en la rotación de todos los elementos, simplificando así el diseño del modelo.

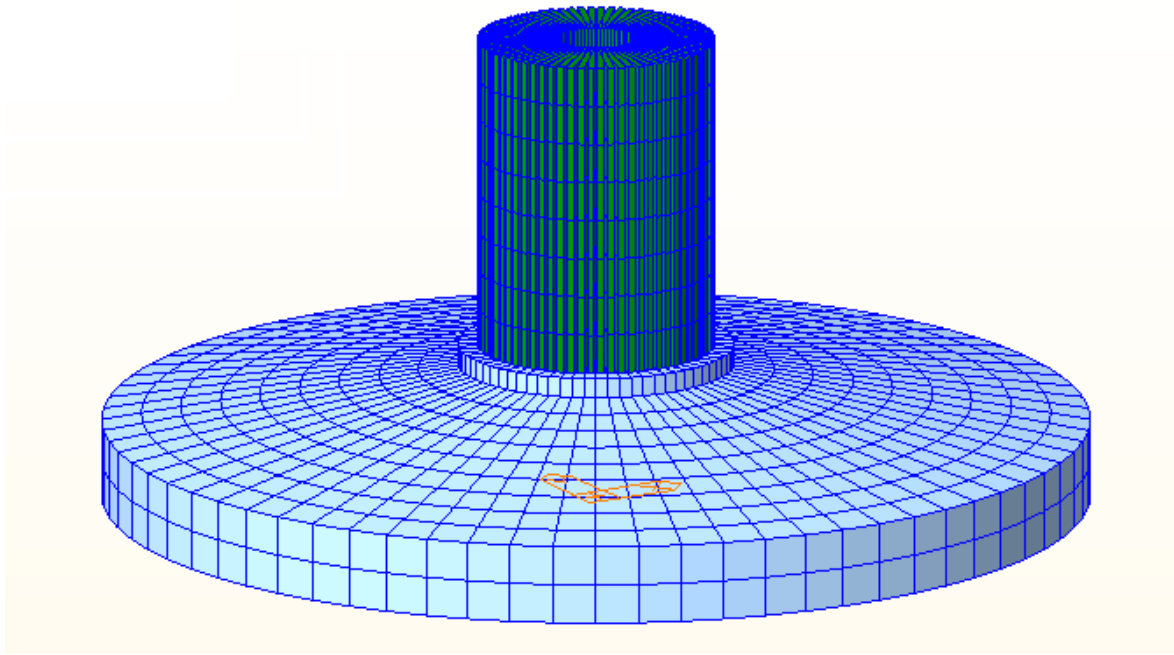


Figura 3.8. Cimentación circular completa.

Cuando la cimentación tiene elementos específicos (cimentaciones de contrafuertes y de jabalcones), el proceso de rotación se complica, puesto que aparecen dos tipos de rotaciones diferentes.

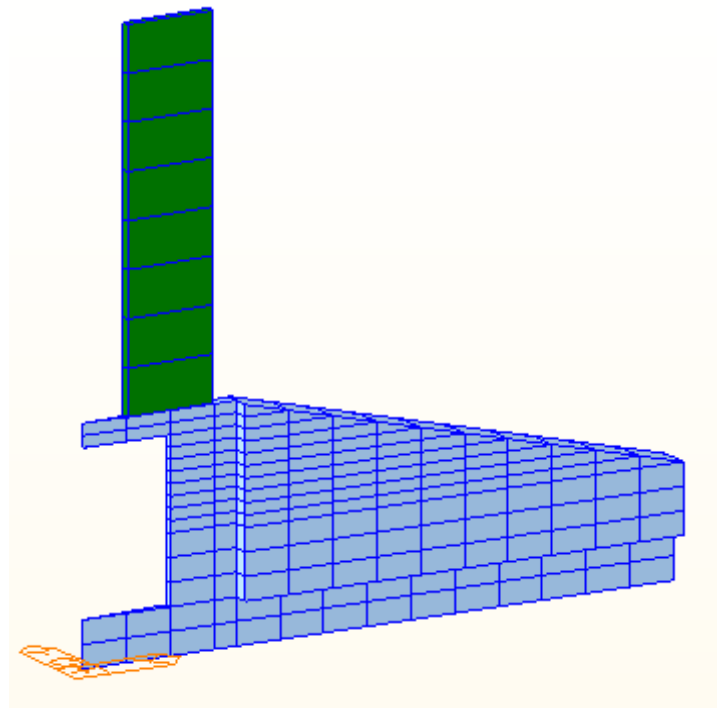


Figura 3.9. Tramo de 5° de la cimentación de contrafuertes.

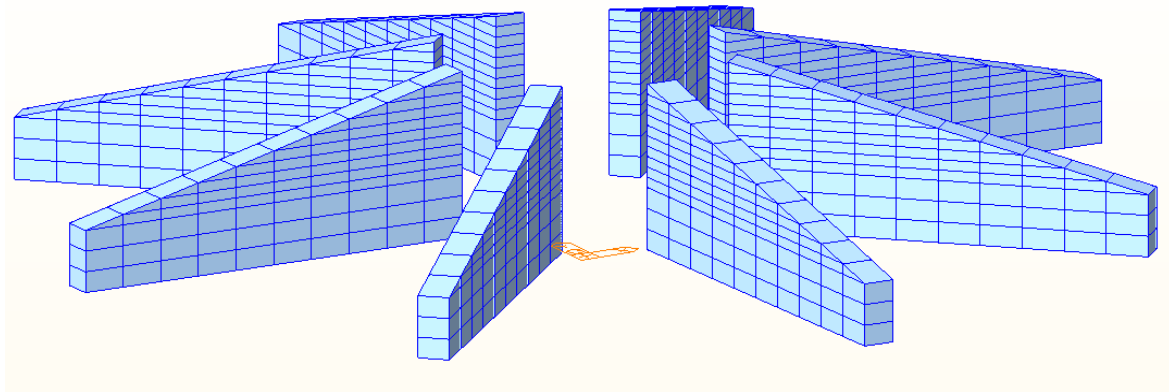


Figura 3.10. Contrafuertes de la cimentación de contrafuertes.

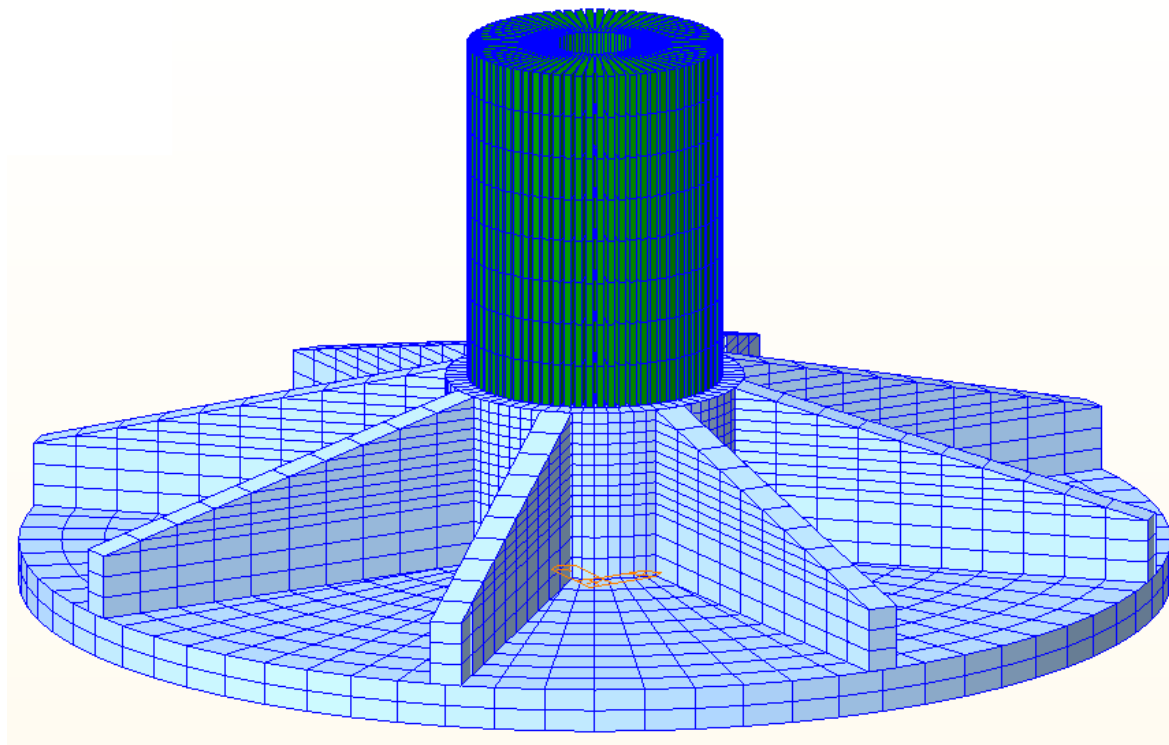


Figura 3.11. Cimentación de contrafuertes completa.

Una vez modelada la cimentación, es necesario añadir ciertos elementos para el funcionamiento de la misma:

- **Apoyos:** para el correcto funcionamiento de la cimentación, es necesario añadir dos apoyos que restrinjan los movimientos horizontales (movimientos en los ejes x e y) así como los giros debidos al momento torsor (giro sobre el eje z). Estos dos apoyos deberán situarse en el contorno exterior del plano de cimentación.

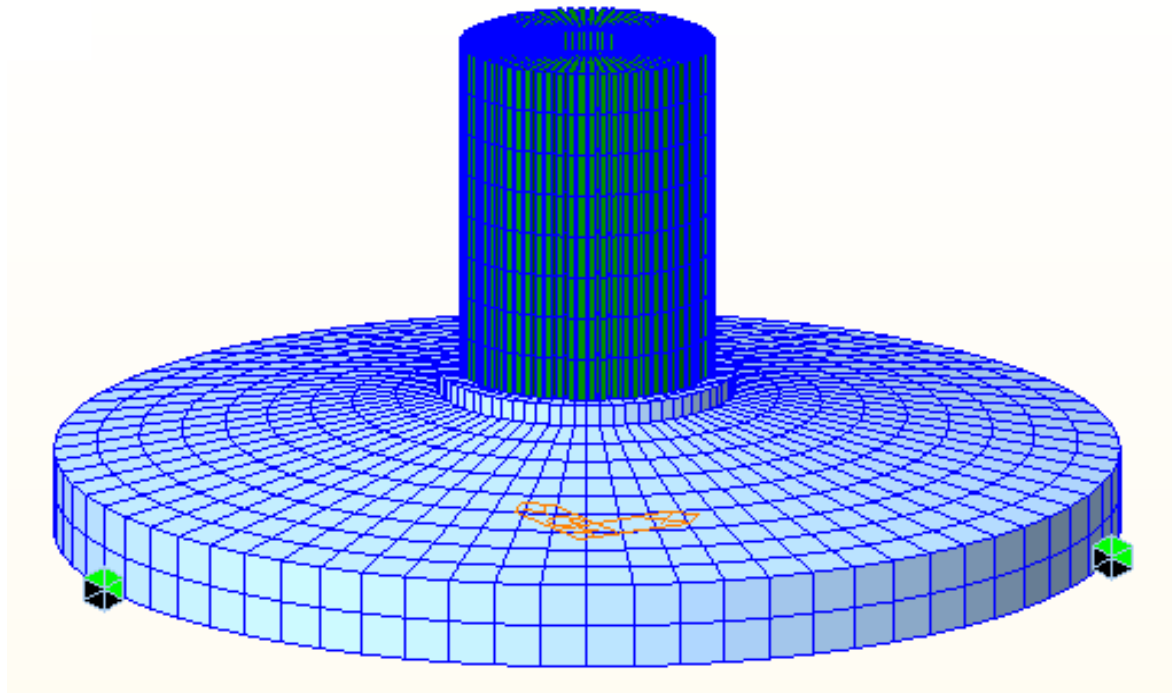


Figura 3.12. Apoyos en la cimentación circular.

- Muelles de superficie: Situados en todo el plano de cimentación, como ya se ha dicho servirán para modelar la interacción de la estructura con el terreno. Se trata de muelles que funcionarán en la dirección z , resistiendo únicamente esfuerzos de compresión y de constante K igual al Módulo de Balasto.

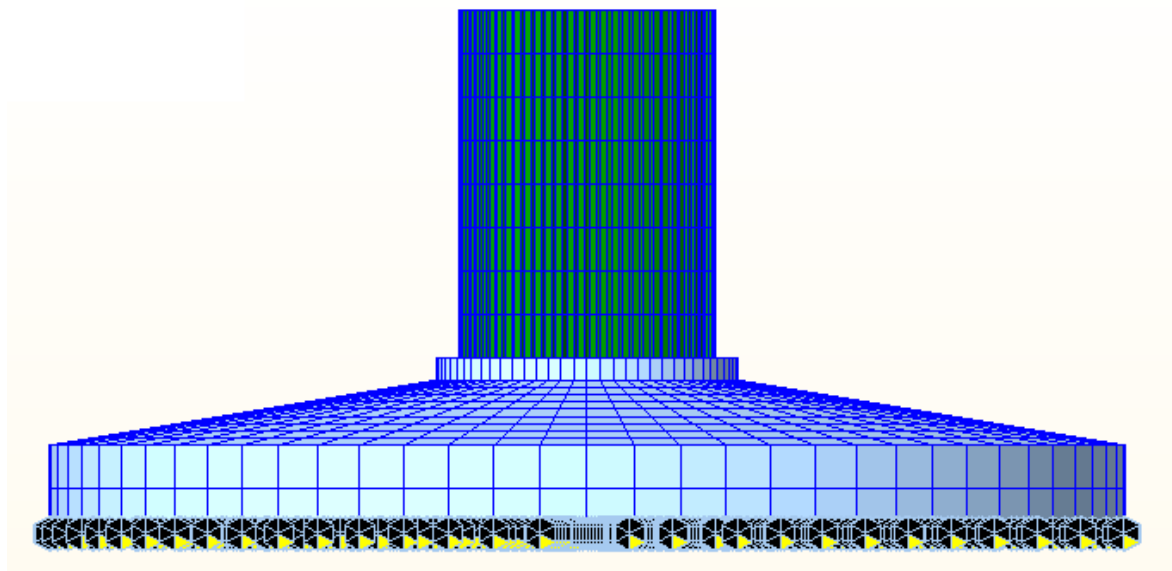


Figura 3.13. Muelles en la cimentación circular.

- Uniones rígidas: Cuando sea necesario unir elementos tipo viga con elementos sólidos (cimentación de jabalcones), para el correcto funcionamiento del modelo, es necesario

añadir uniones rígidas entre el último tramo de la viga y los nodos adyacentes de la zona realizada con elementos tipo sólido.

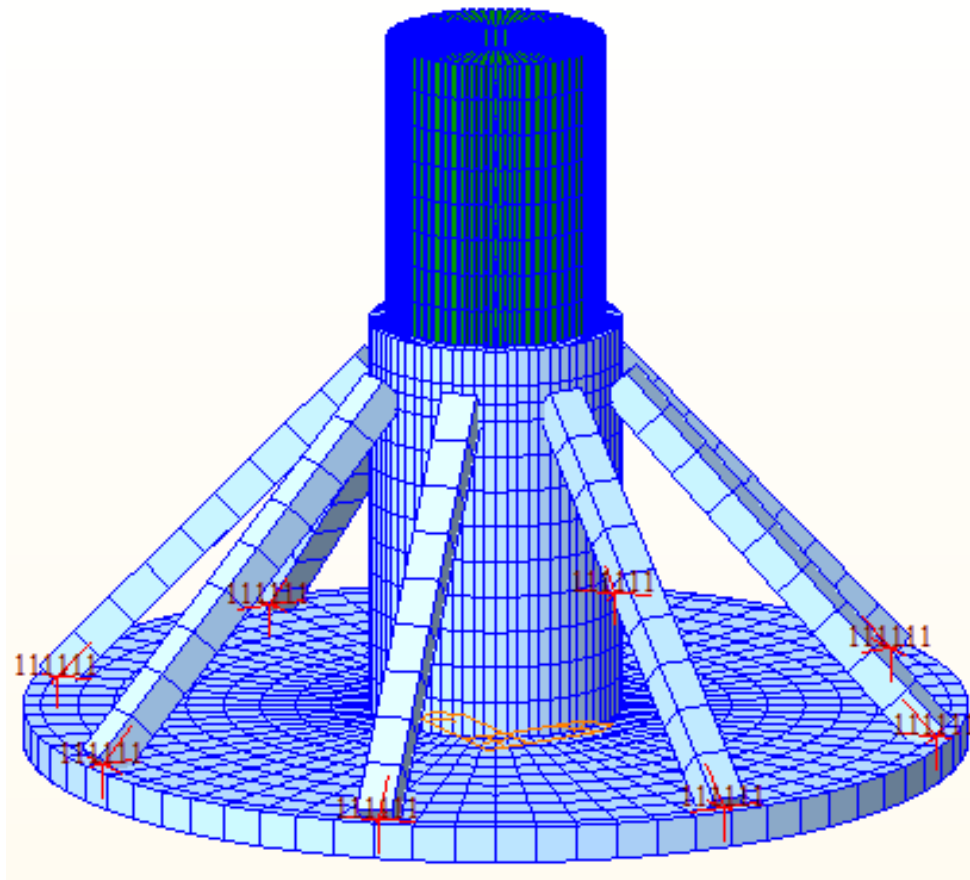


Figura 3.14. Uniones rígidas en la cimentación de jabalcones.

Para finalizar, es necesario introducir las cargas que va a tener que soportar cada una de las cimentaciones, según la combinación de cargas. Como se ha visto al principio de este punto, los criterios a calcular mediante el modelo de Midas se corresponden con asiento máximo (que se producirá con la carga máxima, es decir, en combinación extrema mayorada), el levantamiento de la cimentación en combinación extrema sin mayorar y en cuasipermanente, y la rigidez rotacional en combinación cuasipermanente. De estos criterios resulta que se deberán obtener resultados para las combinaciones extrema mayorada, extrema sin mayorar y cuasipermanente. Las cargas a introducir serán:

- **Peso propio:** El Software permite la introducción automática del peso propio gracias a que incluye los pesos específicos de los materiales. Como se ha visto en el apartado 2.2 de este capítulo, el peso propio se debe mayorar con un factor de 1,35 en la combinación extrema mayorada, y no se mayorará en la extrema sin mayorar ni en la cuasipermanente. El peso a introducir será de $-1,35 \cdot g$ en el primer caso, y $-1 \cdot g$ en el segundo y tercero, en los tres casos sobre el eje z.

- **Peso del terreno:** La introducción del peso del terreno se realizará mediante cargas hidrostáticas, puesto que esto permite introducir cargas que varían con la profundidad, lo que es importante para las cimentaciones en las que se produce un aumento del diámetro con el canto (circular y anular). El cálculo del peso específico de la carga a introducir se realizará multiplicando el peso específico de la arena (19 kN/m^3), por el coeficiente reductor de la (EHE-08. Instrucción de Hormigón Estructural) (0,9), cuyo resultado es de $17,1 \text{ kN/m}^3$. Este resultado es válido para la combinación cuasipermanente y la extrema sin mayorar, pero no para la extrema mayorada, puesto que el peso del terreno también se aumenta con el coeficiente de 1,35, dando un resultado de $23,085 \text{ kN/m}^3$. Cuando existan elementos de hormigón por encima del plano donde se aplica el peso del terreno (contrafuertes y jabalcones), será necesario reducir el peso del terreno aplicado para tener en cuenta que en el área que ocupan estos elementos no se dispone terreno. Para el cálculo en estos casos habrá que calcular el peso total de la arena (incluidos el coeficiente reductor y el de factor de combinación) y dividirlo entre la altura de arena a disponer y el área donde se dispondría en caso de no existir dichos elementos.
- **Acciones externas.** Se introducirán en la cabeza de la torre de 8 m dispuesta. Será necesario hacer dos correcciones en las acciones:
 - Reducción del momento flector aplicado. Debido a que se aplican las cargas a 8 m del plano real donde están situadas, la carga horizontal generará un momento flector igual a $8 \cdot F_{xy}'$, que será necesario restar al momento flector de diseño, debido a que así, a nivel de base de torre existirán las cargas reales. $M = M_d - 8 \cdot F_{xy}'$
 - Reparto de las cargas: Como la torre se ha realizado mediante elementos tipo placa que se rotan 71 veces, en el punto de aplicación de las cargas en realidad existen 72 nodos concéntricos cuyo centro de revolución es el eje de rotación (z). Esto implica que las cargas a introducir (fuerza horizontal, fuerza vertical y momento flector) se deben dividir entre 72 para obtener las cargas individuales de cada nodo.
- **Pretensado:** La introducción de los esfuerzos de pretensado en Midas Civil se basa en tres pasos:
 - Primer paso, definición de las propiedades de los tendones: Con el material del que está compuesto el acero de pretensado definido, se definen las propiedades de los tendones, en cuanto a tipo de tendón (externo o interno, y dentro de interno pre-tesado o post-tesado), que en este caso será interno y post-tesado, el área de acero (definiendo el tipo de torón, que en este caso es el de 0,6" y el número de torones por vaina), el diámetro de la vaina y los valores para el cálculo de las pérdidas iniciales (rozamiento, penetración de cuñas y acortamiento elástico del hormigón).
 - Segundo paso, definición del trazado de pretensado: Una vez definidos los tendones tipo, procederá a introducir el trazado que tendrán dichos tendones en la estructura. En el único caso en el que hay que introducir pretensado (cimentación de jabalcones), el trazado discurre por la fibra baricéntrica del

jabalcón, por lo que se debe introducir el pretensado sin ninguna excentricidad en toda la longitud del jabalcón.

- Tercer paso, definición de la fuerza de tesado por tendón. En este paso se definirá la tensión de tesado, así como el tipo de tesado (si se tesa solo desde un extremo o desde ambos). La fuerza de tesado será diferente el cada uno de los estados de carga, puesto que hay que introducirla aplicándole el coeficiente de combinación de la DNV según el caso.

Una vez definida la cimentación y todas las cargas que van a actuar ya se puede calcular la estructura y obtener resultados.

CAPÍTULO 4. CIMENTACIÓN CIRCULAR.

1. INTRODUCCIÓN.

La cimentación circular no entra dentro de lo que serían tipologías especiales de cimentaciones para aerogeneradores, pero su cálculo es un buen lugar de partida para el cálculo del resto de cimentaciones. Además, su cálculo va a servir para poder realizar una comparación directa de cada una de las cimentaciones especiales y de la mejoría que supone su realización con respecto al sistema de cimentación más habitual.

2. FORMA Y PROCESO CONSTRUCTIVO.

La cimentación circular está formada por dos cilindros de hormigón unidos por un tronco de cono que permite una variación del diámetro de esta según la profundidad. Esto permite eliminar hormigón de una zona en la que resistentemente no aporta demasiado, y sustituirlo por un peso de tierras que gravita sobre la propia cimentación, lo que contribuye a dar estabilidad a la misma.

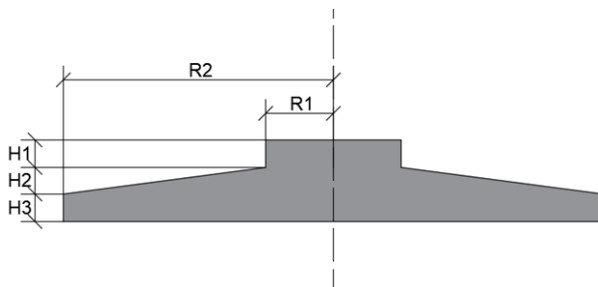


Figura 4.1. Sección de la cimentación circular.

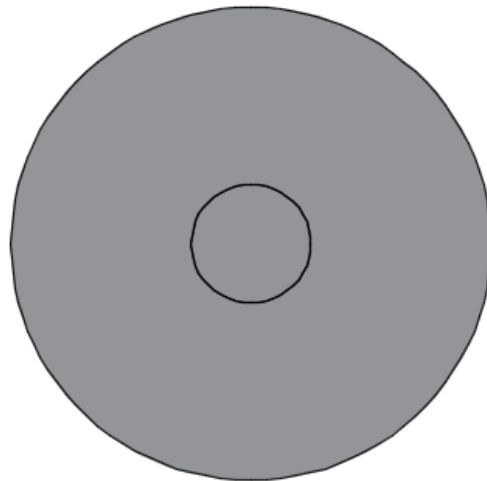


Figura 4.2. Planta de la cimentación circular

La cimentación va enterrada en toda la profundidad para obtener un peso de tierras mayor que contribuya con la estabilidad de esta. Como se puede apreciar, para la definición de la cimentación será necesario definir los dos radios y las diferentes alturas de esta. Como valores previos, se ha optado porque $R1=3,5$ m debido a que el diámetro de la torre es de 6 m, y que $H1$ sea igual a 0,5 m. Además, con el objetivo de unificar resultados para todos los terrenos, se ha establecido que la altura total de la cimentación ($H1 + H2 + H3$) en todos los casos sea 4 m.

El proceso constructivo de la cimentación empieza por realizar toda la excavación necesaria para la misma. A continuación, se procede a disponer un hormigón de limpieza para realizar el contacto entre el terreno y la cimentación. Una vez dispuesto el hormigón de limpieza, se realiza el encofrado de la cimentación y la disposición de la armadura necesaria, dejando los sistemas necesarios en la cabeza de la cimentación para poder realizar la unión con la torre del aerogenerador. El siguiente paso consistirá en proceder al vertido del hormigón y su posterior vibrado. Cuando el hormigón haya alcanzado la resistencia necesaria, se retirará el encofrado y se

procederá al relleno de la cimentación con tierras procedentes de la excavación previa. El excedente de tierras que se obtenga habrá que llevarlo a vertedero.

3. CÁLCULO DE LAS DIMENSIONES DE LA CIMENTACIÓN.

3.1. PROCESO DE CÁLCULO.

A la hora de calcular las dimensiones la cimentación en cada uno de los terrenos diferentes que se han comprobado, el proceso variará, dependiendo de cuál sea el criterio límite en cada caso. Trabajando con los diferentes terrenos, se ha comprobado que los tres criterios que actúan como limitantes dependiendo del tipo de terreno son el asiento máximo, la rigidez rotacional, y el levantamiento de la cimentación en el estado de cargas cuasipermanente.

El resultado buscado consiste en aquel, que, cumpliendo con el requisito del criterio limitante, mínimo o máximo según cual sea, en su combinación de cargas, el resultado de dicho parámetro sea el más cercano al valor límite posible para así minimizar las dimensiones de la cimentación y con ello minimizar el uso de materiales.

Para el cálculo de la cimentación circular en cada uno de los terrenos se han utilizado las siguientes hojas de cálculo:

- Cálculo según DNV. Cimentación circular: Excel donde partiendo de los datos de cargas externas y de las dimensiones de la cimentación, se obtienen los resúmenes de carga para introducir en los diferentes softwares, y en el que se calcula analíticamente el cumplimiento de los distintos coeficientes de seguridad (hundimiento, deslizamiento y vuelco).
- Resultados. Cimentación circular: Resultados de Plaxis para la obtención del Módulo de Balasto según cada caso de carga y de Midas para el cálculo de la rigidez rotacional y el asiento máximo de la cimentación.

En el proceso de obtención de los resultados, se han realizado diversas pruebas con distintos valores para los radios y alturas de la cimentación. Este proceso se ha realizado empezando con el terreno de mejores características (estrato rocoso a menor profundidad, ángulo de rozamiento interno mayor y módulo de elasticidad mayor), y una vez obtenido el resultado para este terreno, utilizar dicho resultado como punto de partida para el cálculo del siguiente terreno, que, al ser de peores características, va a requerir aumentar el tamaño de la cimentación. Como cambiar el tamaño de la cimentación implica cambios en las cargas que se transmitirán al terreno, el proceso de optimización de la cimentación pasará por realizar todos los modelos necesarios en Midas y Plaxis para poder obtener los resultados. El proceso para obtener los resultados en cada una de las pruebas es el siguiente:

1. Cálculo de las dimensiones efectivas de la cimentación y de las cargas a introducir tanto en Plaxis como en Midas para cada combinación y caso de carga (Excel según DNV.

Cimentación circular). Estos resultados se presentan en la hoja Resumen de cargas de dicho Excel. Para empezar el cálculo, empezamos con el resultado de la cimentación en el terreno realizado previamente cuyas características sean más cercanas al terreno actual a calcular. En el primer terreno a realizar, se han optado por unas dimensiones que cumplan los coeficientes de seguridad, comprobando su funcionamiento frente al resto de criterios.

2. Realización del modelo en Plaxis para la obtención de los resultados de tensión y deformación con los que calcular el Módulo de Balasto.
3. Cálculo del Módulo de Balasto (Excel Resultados. Cimentación Circular).
4. Realización del modelo en Midas para la obtención del valor de la rigidez rotacional, el asiento máximo y el levantamiento de la cimentación propuesta.
5. Cálculo de la rigidez rotacional y el asiento máximo (Excel Resultados. Cimentación circular).
6. Optimización de la cimentación: Si el resultado obtenido alguno de los criterios de cálculo no es suficiente, (baja rigidez rotacional, asiento excesivo, levantamientos no permitidos), será necesario aumentar las dimensiones de la cimentación para poder cumplirlo y realizar el proceso de nuevo. Si todos los valores se encuentran por encima, se intentará reducir el tamaño de la cimentación y comprobar si aún se cumplen los criterios. El resultado final se encontrará cuando no sea posible reducir más las dimensiones de la cimentación cumpliendo con todos los criterios.
7. Comprobar el cumplimiento de los criterios de hundimiento, deslizamiento y vuelco.

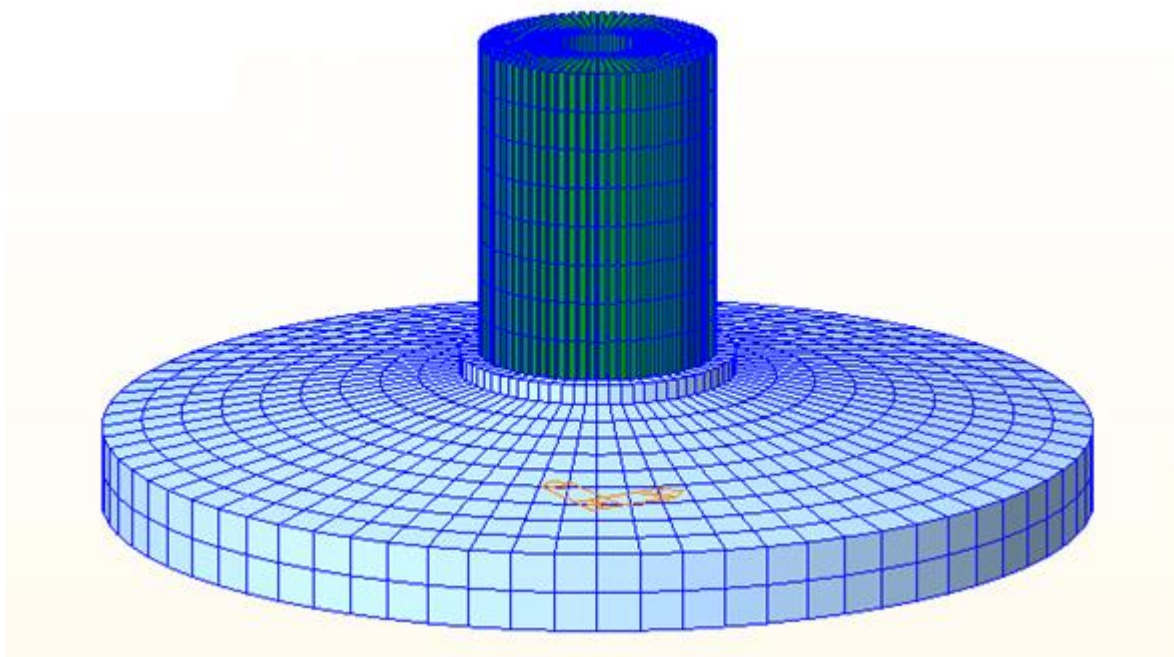


Figura 4.3. Cimentación circular.

3.2. COMPROBACIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO.

Una vez calculada la cimentación, será necesario comprobar el cumplimiento de todos los criterios de diseño especificados en el capítulo 3. Aunque se han comprobado todos los criterios en todos los 72 terrenos diferentes, a continuación, se presentan los resultados de un solo terreno, correspondiente al terreno de estrato a 25 m, módulo de elasticidad de 200 MPa y ángulo de rozamiento interno de 30°. Se trata de una cimentación de 4 m de altura y de 25 m de diámetro.

3.2.1. HUNDIMIENTO DE LA CIMENTACIÓN.

En el capítulo anterior ya se ha detallado como se ha realizado el cálculo del coeficiente de seguridad frente al hundimiento utilizando el procedimiento de la publicación (Guidelines for Design of Wind Turbines), y comprobando los resultados con los valores de la (Guía de cimentaciones en obras de carretera).

Los resultados vienen detallados en la pestaña Coeficientes de Seguridad de la hoja de cálculo Excel Cálculo según DNV. Cimentación circular. de cada terreno. El cálculo del coeficiente se ha realizado para cada una de las combinaciones de carga y dentro de ellas para cada uno de los casos de carga.

HUNDIMIENTO	Fz mín	Fz máx	Mz mín	Mz máx	Fxy mín	Fxy máx	Mxy mín	Mxy máx
Extrema Nmax	25,99	27,66	25,58	26,69	31,67	19,26	32,31	19,26
Extrema Nmin	31,41	33,99	30,72	32,47	40,51	21,08	41,58	21,08
Característica	32,66	35,10	32,13	33,66	40,71	23,50	41,62	23,50
Cuasipermanente	35,81	35,81	35,89	37,01	41,25	28,68	41,74	28,68

Tabla 4.1. Coeficientes de seguridad frente al hundimiento según combinación y caso de carga.

Para el análisis del cumplimiento de los coeficientes de seguridad, se ha obtenido el valor mínimo de dicho coeficiente según cada combinación de carga y se ha comparado este valor con el valor de referencia de la (Guía de cimentaciones en obras de carretera). En el caso del hundimiento de la cimentación circular, el valor mínimo se corresponde con el caso de carga de flector y cortante máximo (casos Fxy máx y Mxy máx, que son equivalentes, pues las cargas aplicadas son las mismas en ambos). El valor mínimo del coeficiente de seguridad frente al hundimiento se produce en este caso debido a que la excentricidad, que es máxima en este caso, reduce las dimensiones efectivas de la cimentación, lo suficiente como para ser más restrictivo que la diferencia de carga vertical con el caso de carga Fz mín, caso de mayor carga vertical.

HUNDIMIENTO	Valor mínimo	Valor de referencia GC	Estado
Extrema Nmax	19,26	2,2	Cumple
Extrema Nmin	21,08	2,2	Cumple
Característica	23,50	2,6	Cumple
Cuasipermanente	28,68	3	Cumple

Tabla 4.2. Cumplimiento del coeficiente de seguridad frente al hundimiento.

3.2.2. DESLIZAMIENTO EN EL PLANO DE CIMENTACIÓN.

En el capítulo anterior ya se ha detallado como se ha realizado el cálculo del coeficiente de seguridad frente al deslizamiento utilizando el procedimiento de la publicación (Guidelines for Design of Wind Turbines), y comprobando los resultados con los valores de la (Guía de cimentaciones en obras de carretera).

Los resultados vienen detallados en la pestaña Coeficientes de Seguridad de la hoja de cálculo Excel Cálculo según DNV. Cimentación circular. de cada terreno. El cálculo del coeficiente se ha realizado para cada una de las combinaciones de carga y dentro de ellas para cada uno de los casos de carga.

DESLIZAMIENTO	Fz mín	Fz máx	Mz mín	Mz máx	Fxy mín	Fxy máx	Mxy mín	Mxy máx
Extrema Nmax	17,15	24,79	12,97	13,94	93,19	15,70	250,85	15,70
Extrema Nmin	13,34	19,17	10,03	10,80	72,27	12,17	194,56	12,17
Característica	15,09	21,67	11,35	12,30	82,36	12,91	218,18	12,91
Cuasipermanente	26,91	38,56	20,45	23,53	160,48	15,92	367,65	15,92

Tabla 4.3. Coeficientes de seguridad frente al deslizamiento según combinación y caso de carga.

Para el análisis del cumplimiento de los coeficientes de seguridad, se ha obtenido el valor mínimo de dicho coeficiente según cada combinación de carga y se ha comparado este valor con el valor de referencia de la (Guía de cimentaciones en obras de carretera). En el caso del deslizamiento de la cimentación circular, el valor mínimo se corresponde con el caso de carga de momento torsor Mz min, con la excepción de la combinación cuasipermanente, donde se produce en el caso de momento y cortante máximo Fxy máx – Mxy máx. El valor mínimo del coeficiente de seguridad frente al deslizamiento de la cimentación circular se produce en estos casos debido a que se trata de los casos con más carga horizontal efectiva aplicada.

DESLIZAMIENTO	Valor mínimo	Valor de referencia GC	Estado
Extrema Nmax	12,97	1,1	Cumple
Extrema Nmin	10,03	1,1	Cumple
Característica	11,35	1,3	Cumple
Cuasipermanente	15,92	1,5	Cumple

Tabla 4.4. Cumplimiento del coeficiente de seguridad frente al deslizamiento

3.2.3. VUELCO DE LA CIMENTACIÓN.

En el capítulo anterior ya se ha detallado como se ha realizado el cálculo del coeficiente de seguridad frente al vuelco utilizando el procedimiento de la (Guía de cimentaciones en obras de carretera), y comprobando los resultados con los valores de esta.

Los resultados vienen detallados en la pestaña Coeficientes de Seguridad de la hoja de cálculo Excel Cálculo según DNV. Cimentación circular de cada terreno. El cálculo del coeficiente se ha realizado para cada una de las combinaciones de carga y dentro de ellas para cada uno de los casos de carga.

Como ya se ha especificado, se ha calculado tanto el coeficiente frente al vuelco rígido, como el coeficiente frente al vuelco plástico.

VUELCO	Fz mín	Fz máx	Mz mín	Mz máx	Fxy mín	Fxy máx	Mxy mín	Mxy máx
VUELCO RÍGIDO								
Extrema Nmax	100,68	146,35	75,94	83,25	576,92	78,60	1560,32	78,60
Extrema Nmin	77,00	111,38	57,69	63,73	446,77	56,81	1210,21	56,81
Característica	88,22	127,40	66,21	73,24	509,68	63,55	1357,14	63,55
Cuasipermanente	161,05	231,52	122,18	142,41	995,03	85,83	2286,85	85,83
VUELCO PLÁSTICO								
Extrema Nmax	96,61	140,81	72,81	80,01	558,62	73,72	1512,03	73,72
Extrema Nmin	74,39	107,91	55,68	61,67	435,69	53,41	1181,11	53,41
Característica	85,37	123,59	64,03	70,98	497,11	60,28	1324,53	60,28
Cuasipermanente	156,40	225,20	118,65	138,47	970,84	82,45	2232,06	82,45

Tabla 4.5. Coeficientes de seguridad frente al vuelco según combinación y caso de carga.

Para el análisis del cumplimiento de los coeficientes de seguridad, se ha obtenido el valor mínimo de dicho coeficiente según cada combinación de carga y se ha comparado este valor con el valor de referencia de la (Guía de cimentaciones en obras de carretera). En el caso del vuelco de la cimentación circular, el valor mínimo se corresponde con el caso de carga de momento torsor Mz min para la combinación extrema mayorada y el de momento y cortante máximo Fxy máx – Mxy máx para el resto de las combinaciones. El valor mínimo del coeficiente de seguridad frente al vuelco de la cimentación circular se produce en estos casos debido a que se trata del caso con más carga horizontal aplicada, con pequeñas variaciones en las cargas verticales de cada uno de ellos, lo que hace que el vuelco se decante hacia un caso u otro.

VUELCO	Valor mínimo	Valor de referencia GC	Estado
VUELCO RÍGIDO			
Extrema Nmax	75,94	1,5	Cumple
Extrema Nmin	56,81	1,5	Cumple
Característica	63,55	1,8	Cumple
Cuasipermanente	85,83	2	Cumple
VUELCO PIÁSTICO			
Extrema Nmax	72,81	1,1	Cumple
Extrema Nmin	53,41	1,1	Cumple
Característica	60,28	1,3	Cumple
Cuasipermanente	82,45	1,5	Cumple

Tabla 4.6. Cumplimiento del coeficiente de seguridad frente al vuelco.

3.2.4. ASIENTO DE LA CIMENTACIÓN.

Otro criterio que cumplir es que el asiento máximo de la cimentación debe ser menor a 3 mm/m. Ya se ha visto el procedimiento de cálculo del asiento máximo, por lo que a continuación se presentan los resultados de asiento máximo en el caso de carga de momento máximo $M_{xy\text{ máx}}$.

Asiento	
D (Nodo 2) (mm)	-17,93
H estrato (m)	25
Asiento (mm/m)	0,72

Tabla 4.7. Asiento máximo de la cimentación.

Como se puede ver, en no se supera el valor límite para esta cimentación.

3.2.5. RIGIDEZ ROTACIONAL.

El procedimiento para obtener el valor de la rigidez rotacional de la cimentación ya ha sido explicado anteriormente. El criterio de rigidez rotacional mínima de $2 \cdot 10^{11} \text{ N} \cdot \text{m/rad}$, como ya se ha visto, se corresponde con la combinación de cargas cuasipermanente, por lo que este es el único caso en el que se ha calculado. Como ya se ha comentado, el caso crítico es el de momento máximo $M_{xy\text{ máx}}$.

Kr	
D1 (Nodo 5466) (m)	-7,21E-03
D2 (Nodo 26) (m)	-9,62E-03
L (m)	6
δ (rad)	0,0004014
M (kN*m)	80.206,88
Fxy (kN)	1496,37
H (m)	4
M* (en base cimentación)	86192,352
Kr (N*m/rad) (M en base)	2,15E+11

Tabla 4.8. Rigidez rotacional de la cimentación.

3.2.6. LEVANTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN EN COMBINACIÓN DE CARGAS CUASIPERMANENTE.

Con el objetivo del correcto funcionamiento de la cimentación, no se puede producir levantamiento de esta para la combinación de cargas cuasipermanente. La obtención de este resultado se ha realizado comprobando la existencia de reacciones verticales o no en el terreno.

A continuación, se presentan los resultados:

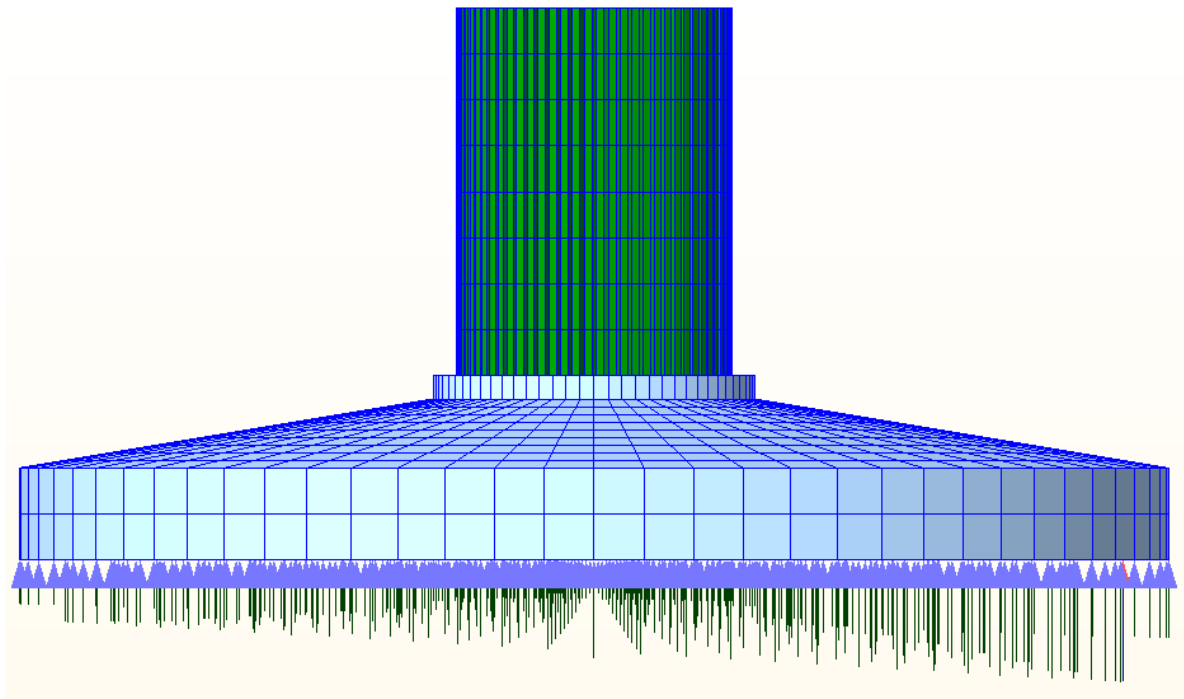


Figura 4.4. Levantamiento de la cimentación en combinación cuasipermanente.

Como se puede comprobar, en ningún punto del plano de cimentación se dejan de producir reacciones verticales, por lo que, en consecuencia, en la combinación de cargas cuasipermanente no se produce levantamiento.

3.2.7. LEVANTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN EN COMBINACIÓN DE CARGAS EXTREMA SIN MAYORAR.

Cuando la cimentación se ve sometida a una carga de valor extremo, se va a permitir que se produzca levantamiento, pues estas cargas de gran envergadura no ocurren de forma habitual. En el caso de las cargas extremas sin mayorar, se permite un levantamiento de la cimentación de un 50%.

Para el cálculo del levantamiento, se procederá a analizar el caso de la misma forma que se ha analizado el levantamiento en cuasipermanente, utilizando las reacciones verticales en el terreno. Para determinar si el levantamiento es menor al 50 % se analizará la extensión en la que se producen reacciones verticales, que deberá ser mayor al 50% de la extensión total de la cimentación.

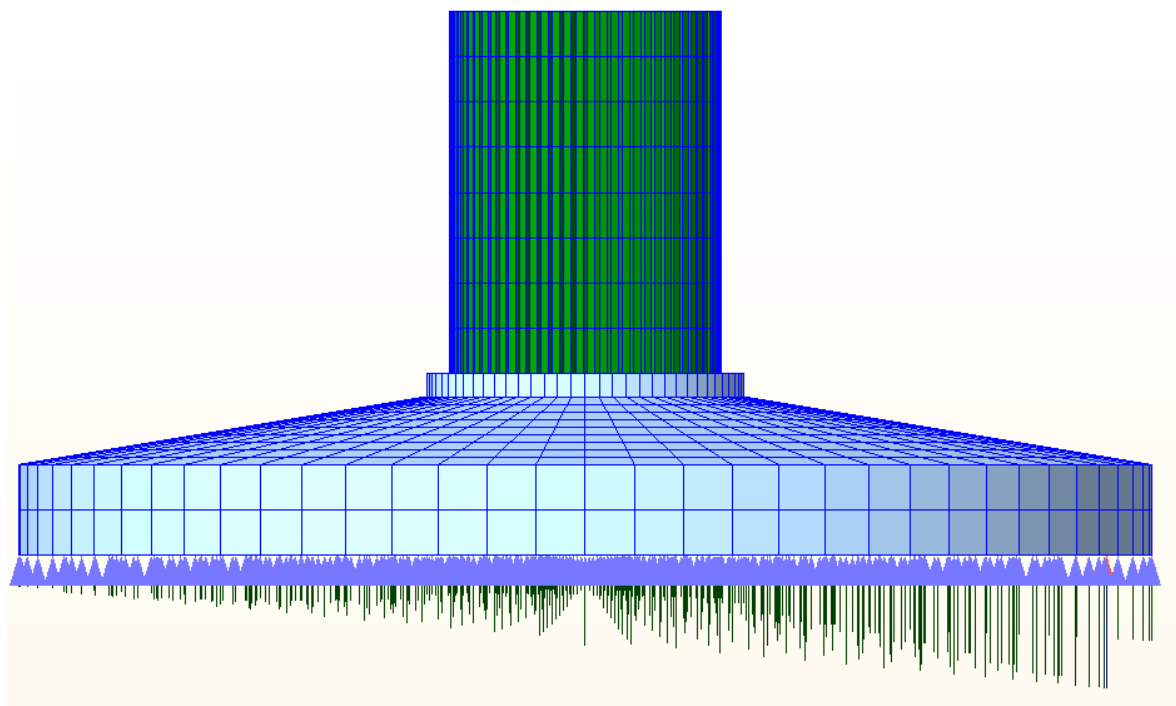


Figura 4.5. Levantamiento de la cimentación en combinación extrema sin mayorar.

Como se puede apreciar, aunque la cimentación se encuentra en una situación cercana a que se empiece a producir levantamiento, este no se produce, así que el criterio también se cumple.

4. RESULTADOS.

Hasta ahora se ha descrito la cimentación, se ha explicado el proceso de cálculo en cada caso, y se han presentado los resultados de los criterios de cálculo para un terreno concreto con el objetivo de demostrar el cumplimiento de dichos criterios.

El trabajo en esta cimentación se ha realizado, como ya se ha visto, para 72 terrenos diferentes, con lo que tenemos un resultado de dimensiones de cimentación en cada uno de ellos.

A continuación, se presenta una gráfica que muestra el resultado para cada uno de los terrenos existentes. Para que en la gráfica no exista una saturación de datos, también se presenta una tabla con los mismos resultados. En la gráfica se representa en el eje horizontal cada uno de los terrenos a analizar, apareciendo diferentes códigos:

- Divisiones principales del eje horizontal: Estas divisiones crean 4 tramos diferentes en las gráficas correspondientes a los grupos formados por los terrenos de igual módulo de elasticidad (50, 100, 200 y 500 MPa).
- Divisiones secundarias del eje horizontal: Dentro de cada uno de los grupos formados por las divisiones principales, aparecen 6 divisiones secundarias que determinan la profundidad a la que se sitúa el estrato rocoso (5, 10, 15, 20, 25 y 30 m).
- Código de colores: En cada una de las 24 divisiones secundarias aparecen tres columnas, cada una de un color diferente, que indican el ángulo de rozamiento interno del terreno.

En el eje vertical se representa el diámetro de la cimentación para cada uno de los casos que se diferencian en el eje vertical.

Además de obtener el resultado calculando las dimensiones de la cimentación, se ha anotado en cada caso el criterio de cálculo que limita las dimensiones de la cimentación en cada uno de los terrenos. Con respecto a este criterio, la gráfica presenta tres zonas diferenciadas:

1. Zona donde el criterio limitante es el asiento máximo, excesivo si las dimensiones fueran menores.
2. Zona donde el criterio limitante es el levantamiento de la cimentación en la combinación de cargas cuasipermanente, que se empezaría a producir si las dimensiones fueran menores.
3. Zona donde el criterio limitante es la rigidez rotacional, no suficiente si las dimensiones fueran menores.

Cimentación Circular				
Módulo de elasticidad (Mpa)	Profundidad (m)	fi 30º	fi 35º	fi 40º
E = 50 MPa	5	29	29	29
	10	30	30	29
	15	33	33	32
	20	35	35	34
	25	36	36	36
	30	38	37	37
E = 100 MPa	5	21	21	21
	10	25	25	24
	15	27	27	27
	20	29	29	28
	25	30	30	30
	30	31	31	31
E = 200 MPa	5	20	20	20
	10	21	21	20
	15	23	23	22
	20	24	24	24
	25	25	25	25
	30	26	25	25
E = 500 MPa	5	20	20	20
	10	20	20	20
	15	20	20	20
	20	20	20	20
	25	20	20	20
	30	20	20	20

Tabla 4.9. Resultados de diámetro de la cimentación circular.

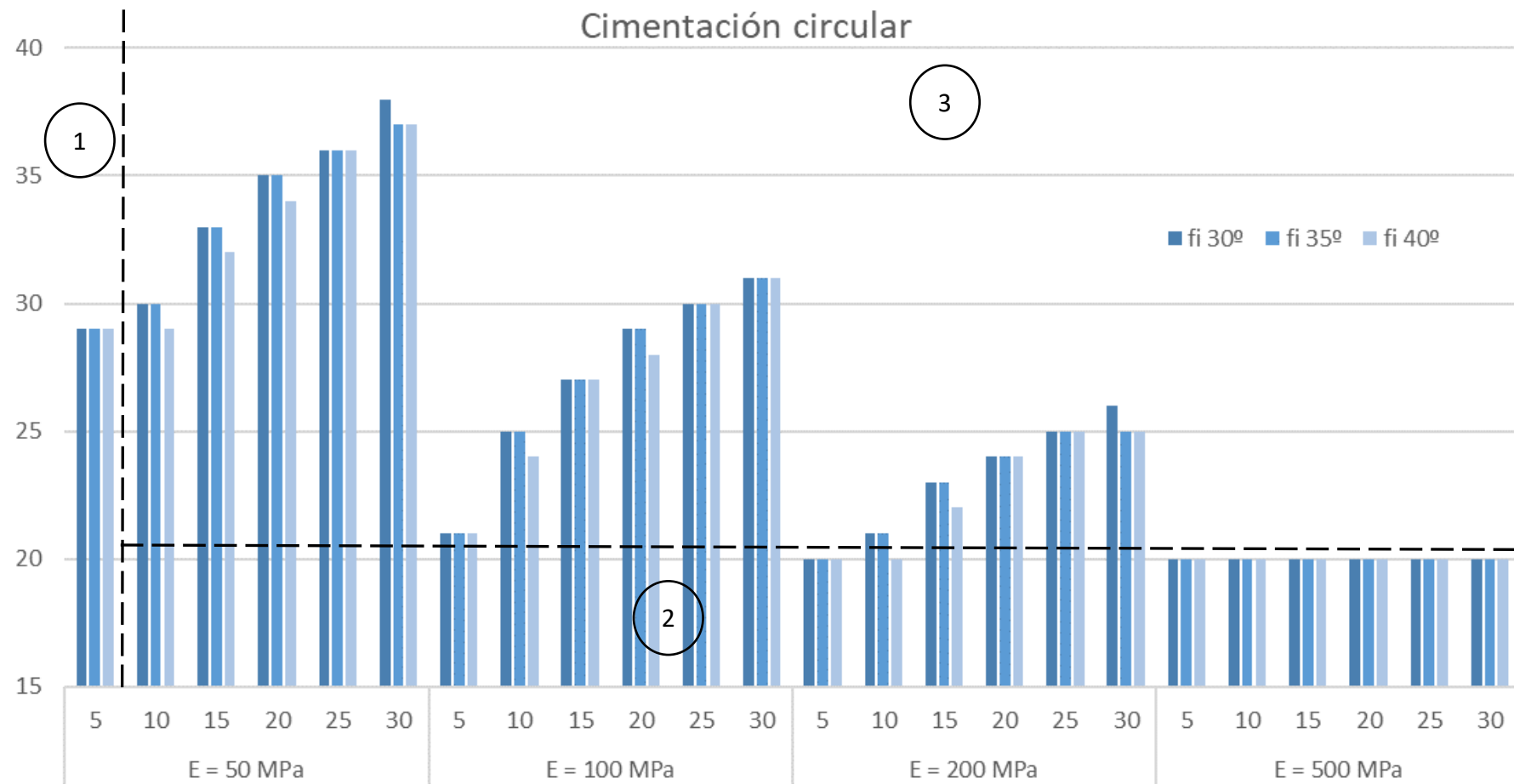


Figura 4.6. Resultados para la cimentación circular.

Como se puede ver, cuando el terreno tiene un bajo módulo de elasticidad, para los espesores de estratos pequeños (5 m), el criterio limitante es el asiento, pues el estrato no es capaz de absorber la carga que le llega sin deformarse de forma excesiva.

Por la contra, cuando los terrenos son de buena calidad (estratos pequeños y alto módulo de elasticidad), se puede apreciar que el criterio dominante es el levantamiento de la cimentación, puesto que el terreno es capaz de absorber las cargas sin grandes deformaciones, aumentando mucho la rigidez rotacional de la cimentación.

En el resto de los terrenos (terrenos de calidad baja y media), el criterio dominante es la rigidez rotacional, puesto que este no es capaz de generar dicha rigidez con cimentaciones de menor tamaño.

El ángulo de rozamiento interno tiene una influencia baja en el resultado final, puesto que, tomando cualquier terreno con profundidad de estrato rígido y módulo de elasticidad constantes, la variación del ángulo de rozamiento interno no implica variaciones drásticas en el diámetro necesario para la cimentación. En algunos casos, en los que el cálculo de la cimentación se ve dominado por la rigidez rotacional, puede ser necesario un pequeño aumento del diámetro de la cimentación (1 m) para poder cumplir este criterio. El ángulo de rozamiento interno, al ser el único parámetro del terreno determinante en el cálculo analítico de los coeficientes de seguridad frente al hundimiento, deslizamiento y vuelco, determina el comportamiento de la cimentación frente a estos criterios. Como en ningún caso, en la cimentación circular, estos criterios son dominantes en el dimensionamiento, la influencia del ángulo de rozamiento interno en el dimensionamiento es menor que los otros dos parámetros analizados.

El diámetro mínimo de par la cimentación circular, correspondiente con los casos donde el terreno es de mejor calidad, es de 20 m. A continuación, se van a analizar los resultados en pequeños tramos, para su correcta comparación.

4.1. COMPARATIVA DE LOS RESULTADOS CON MÓDULO DE ELASTICIDAD CONSTANTE.

En esta comparativa se van a analizar los resultados del análisis en 4 grupos diferenciados, correspondientes a cada uno de los valores del módulo de elasticidad. Esta comparación servirá para analizar la influencia que tiene la profundidad del estrato rígido en el cálculo de la cimentación dentro de cada grupo, y la influencia del módulo de elasticidad comparando los grupos entre sí.

Se empezará analizando el caso del módulo de elasticidad más pequeño de todos, $E=50$ MPa.

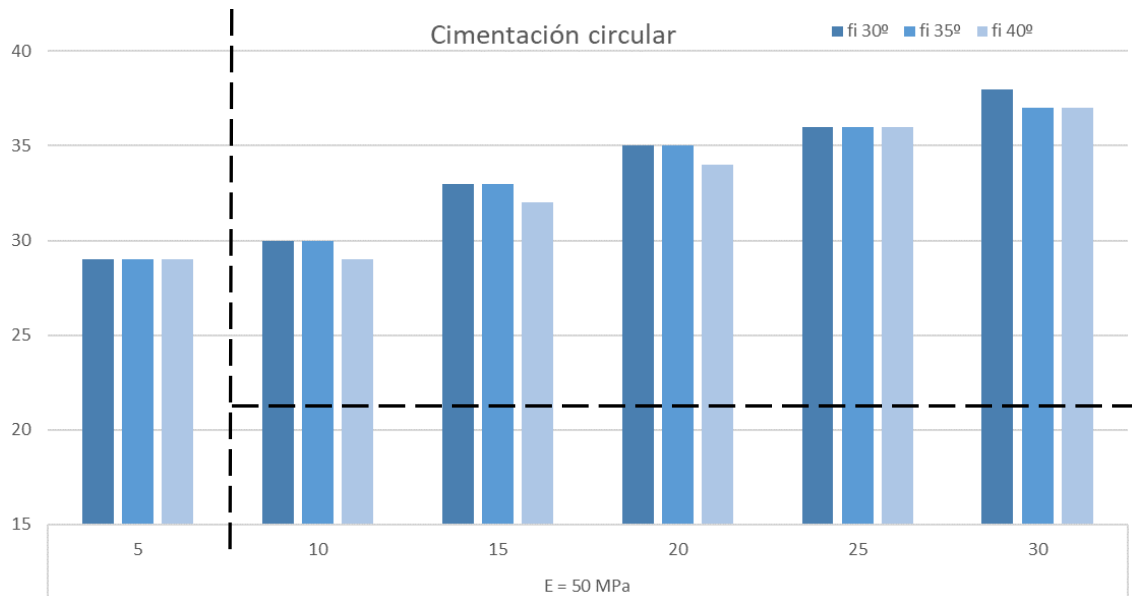


Figura 4.7. Resultados para un valor constante de $E=50$ MPa.

Como se puede observar en la gráfica, aumentos de la distancia a la que se sitúa el estrato rígido desde el plano de cimentación producen incrementos sucesivos del diámetro necesario para cumplir todos los criterios. Como ya se ha explicado, para pequeñas profundidades en este material (5 m), el parámetro que domina el cálculo es el asiento, mientras que a partir de ahí el parámetro dominante será la rigidez rotacional.

Comparando los resultados del estrato de profundidad 5 m y el de 10 m, se puede observar que la solución en el caso de 5 m es de 29 m para cualquier valor de ángulo de rozamiento interno, solución que también se cumple en el caso de profundidad de 10 m con un ángulo de rozamiento interno de 40°. Esto es así debido al cambio en el criterio de cálculo, puesto que la necesidad de un mayor diámetro para corregir el asiento implica que el resultado final de rigidez rotacional en el caso de 5 m de profundidad sea mayor al valor del criterio, por lo que esta diferencia se puede absorber en el siguiente caso sin tener que variar su diámetro drásticamente.

A partir de este punto, cuando domina la rigidez rotacional, aumentos de la profundidad a la que se encuentra el estrato profundo siempre implican necesidad de una cimentación mayor. La variación total del diámetro necesario va en este caso de los 29 a los 38 m, haciendo un total de 9 m de diferencia entre el valor más favorable y el más desfavorable.

A continuación, se va a analizar el caso de $E=100$ MPa.

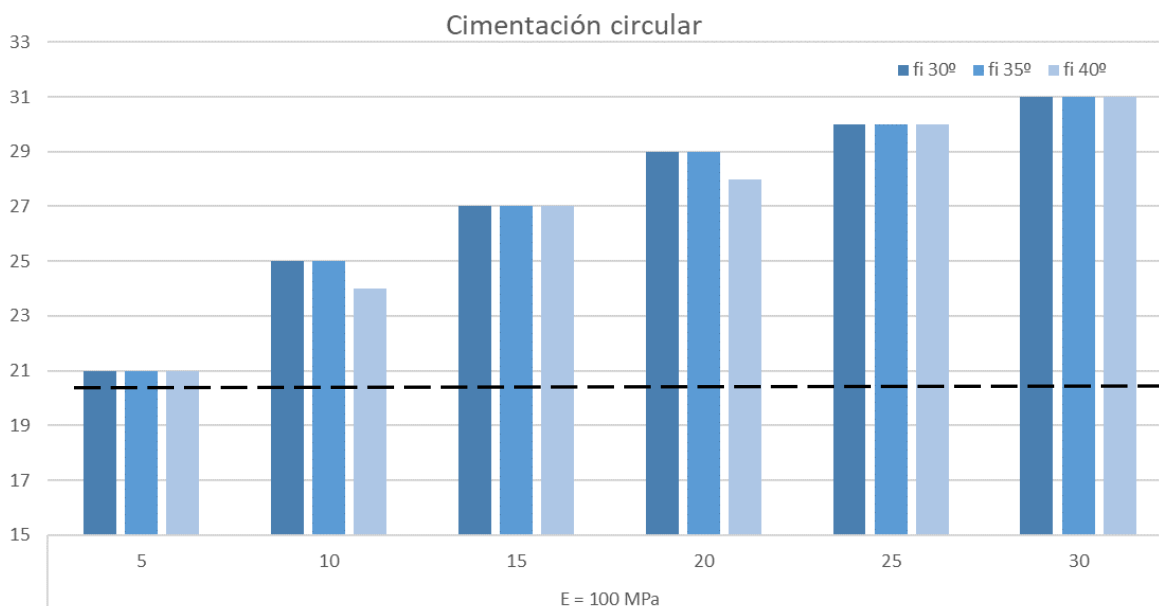


Figura 4.8. Resultados para un valor constante de $E=100$ MPa.

De igual forma que en el caso anterior, al observar la gráfica, los aumentos de la distancia a la que se sitúa el estrato rígido desde el plano de cimentación producen incrementos sucesivos del diámetro necesario para cumplir todos los criterios, debido a que el cálculo también se sitúa en la zona donde el criterio de cálculo es la rigidez rotacional.

La variación total del diámetro en este caso va de los 21 a los 31 m, haciendo un total de 10 m de diferencia entre el valor más favorable y el más desfavorable. Con respecto al caso de $E=50$ MPa, se puede apreciar que un estrato más rígido reduce el valor del diámetro necesario, pero la variación es mayor, en este caso debida a que, en el estrato anterior, al haber dos criterios dominantes diferentes, se produce un acercamiento de los resultados.

A continuación, se va a analizar el caso de $E=200$ MPa.

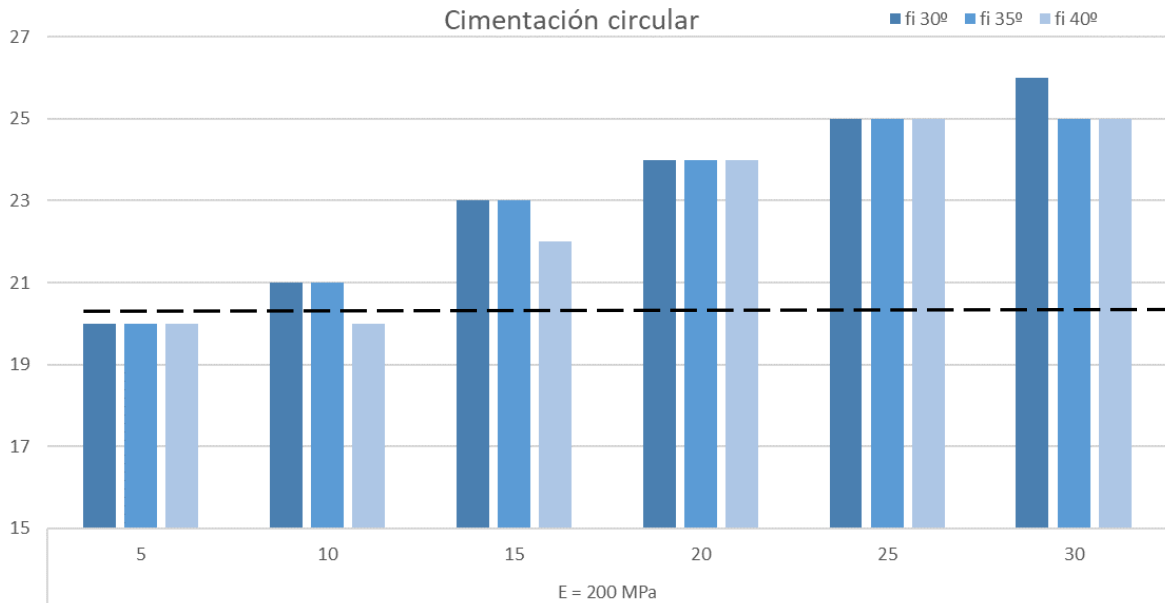


Figura 4.9. Resultados para un valor constante de $E=200$ MPa.

Al seguir aumentando la rigidez del estrato, se siguen reduciendo los valores del diámetro de cimentación necesario, situándose ahora el rango de los 20 a los 26 m, con una diferencia total de 6 m.

En este caso ya aparecen los primeros casos dominados por el levantamiento de la cimentación en la combinación de cargas cuasipermanente, correspondiente a los estratos de menor profundidad. El levantamiento de la cimentación depende más de la geometría de esta (las cargas deberán estar situadas en el núcleo central de la misma para que no se produzca levantamiento) que del propio terreno donde se cimenta, por lo que para todos los casos donde el levantamiento domina el cálculo, el valor del diámetro adoptado es de 20 m, valor a partir del cual se deja de producir levantamiento.

Al igual que pasaba en el caso de $E=50$ MPa, la presencia de dos criterios de cálculo distintos comprime los resultados, por lo que las variaciones totales de diámetro son menores. Cuando la rigidez rotacional vuelve a dominar el cálculo, vuelve a ser necesario aumentar el diámetro de la cimentación a medida que aumenta la profundidad a la que se sitúa el estrato rígido.

Por último, se va a analizar el caso de $E=500$ MPa.

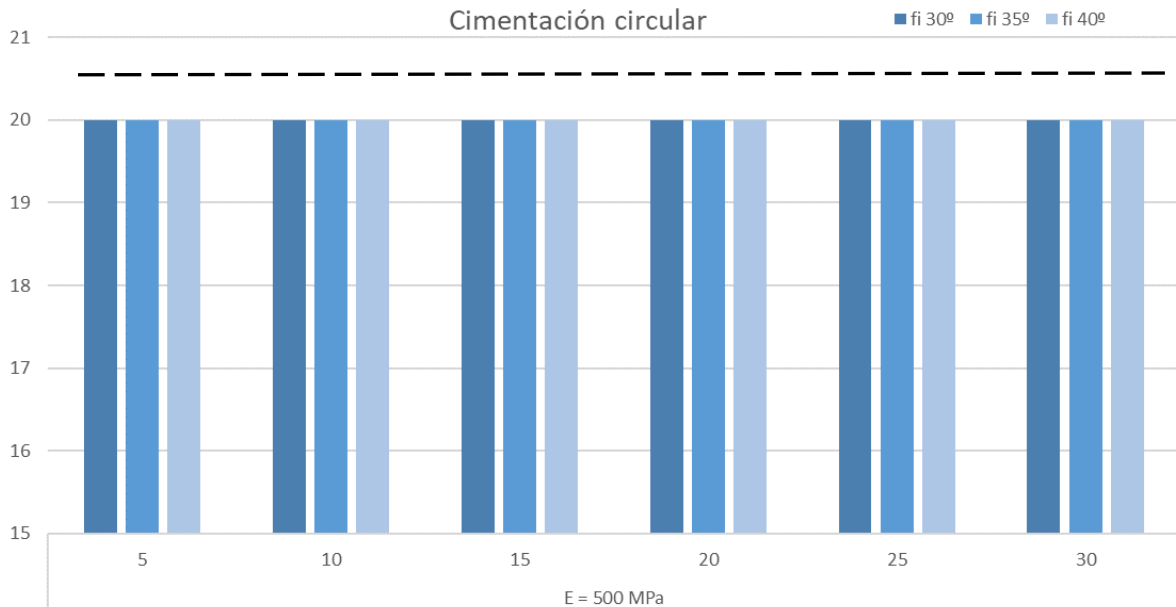


Figura 4.10. Resultados para un valor constante de $E=500$ MPa.

En este último caso, para todas las profundidades analizadas, el criterio dominante es el levantamiento de la cimentación en combinación de cargas cuasipermanente, por lo que, como ya se ha explicado en el caso anterior, la solución en todos los casos es de 20 m de diámetro. Se obtiene la conclusión de que, para terrenos de alto módulo de elasticidad, importa muy poco el resto de sus características, porque la alta competencia de estos terrenos implica que el cálculo de las dimensiones de una cimentación circular para un aerogenerador en ellos va a estar limitada siempre por el levantamiento de dicha cimentación, el cual es un criterio que va a depender principalmente de las cargas que llegan a la cimentación y no de terreno en el que se asienta.

Analizando todos los resultados en su conjunto, se puede apreciar que:

- La rigidez del terreno influye claramente en el resultado, es decir, cuanto mayor sea el módulo de elasticidad de este, menor será el diámetro necesario para la cimentación. A partir de cierto valor, en este caso de 500 MPa, el cálculo se ve dominado por el levantamiento de la cimentación, por lo que se deja de producir esta característica.
- La profundidad a la que se encuentre el estrato rígido también es un factor que influye de forma importante en el cálculo de las dimensiones de la cimentación. Cuando la profundidad es pequeña, el espesor del estrato de terreno es también pequeño, por lo que la cercanía del estrato rígido va a suponer una mejora de las condiciones de rigidez total del terreno. Esto implica que a menor tamaño del estrato, mejores serán las condiciones del terreno y por tanto menor el diámetro necesario para disponer la cimentación.
- El ángulo de rozamiento interno del material, aunque influye en el resultado, lo hace de una manera claramente menos importante que los otros dos factores.

CAPÍTULO 5. CIMENTACIÓN ANULAR.

1. INTRODUCCIÓN.

La primera de las cimentaciones especiales a analizar es la cimentación anular. Esta cimentación se basa en que la zona central de la cimentación circular no contribuye con la resistencia de una forma considerable y por lo tanto se puede sustituir por un relleno de tierras procedentes de la excavación de la cimentación.

2. FORMA Y PROCESO CONSTRUCTIVO.

La cimentación anular está formada por dos anillos de hormigón unidos por un tronco de cono que en su parte central está hueco, permitiendo una variación del diámetro de esta según la profundidad. Estas dos características permiten eliminar hormigón de una zona en la que resistentemente no aporta demasiado, y sustituirlo por un relleno de tierras.

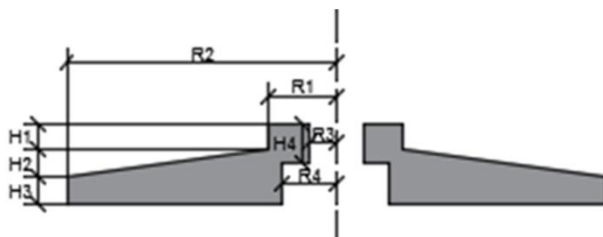


Figura 5.1. Sección de la cimentación anular



Figura 5.2. Planta de la sección anular.

La cimentación va enterrada en toda la profundidad para obtener un peso de tierras mayor que contribuya con la estabilidad de esta. Como se puede apreciar, para la definición de la cimentación será necesario definir los cuatro radios y las diferentes alturas de esta. Como valores previos, se ha optado porque $R1=3,5$ m debido a que el diámetro de la torre es de 6 m, y que $H1$ sea igual a 0,5 m. Además, con el objetivo de unificar resultados para todos los terrenos, se ha establecido que la altura total de la cimentación ($H1 + H2 + H3$) en todos los casos sea 4 m.

Para el hueco interior, parte que diferencia esta cimentación de la cimentación circular, se ha tomado unas dimensiones en todos los casos de $R3=1,5$ m, $R4=2,5$ m y $H4=1,5$ m.

El proceso constructivo de la cimentación empieza por realizar toda la excavación necesaria para la misma. A continuación, se procede a disponer un hormigón de limpieza para realizar el contacto entre el terreno y la cimentación. Una vez dispuesto el hormigón de limpieza, se realiza el encofrado de la cimentación y la disposición de la armadura necesaria, dejando los sistemas necesarios en la cabeza de la cimentación para poder realizar la unión con la torre del aerogenerador. Es posible utilizar la zona hueca central de la cimentación para disponer estos

elementos, incluso para realizar el anclaje del pretensado si se trata de una torre de este tipo de hormigón. El siguiente paso consistirá en proceder al vertido del hormigón y su posterior vibrado. Cuando el hormigón haya alcanzado la resistencia necesaria, se retirará el encofrado y se procederá al relleno de la cimentación con tierras procedentes de la excavación previa. El excedente de tierras que se obtenga habrá que llevarlo a vertedero.

3. CÁLCULO DE LAS DIMENSIONES DE LA CIMENTACIÓN.

3.1. PROCESO DE CÁLCULO.

El punto de partida para el cálculo de las dimensiones de la cimentación anular es el resultado anterior de la cimentación circular en cada terreno diferente. Manteniendo las dimensiones resultado, se procede a retirar en el cálculo la zona central de hormigón y sustituirla por el relleno de terreno. Trabajando con los diferentes terrenos, se ha comprobado que los tres criterios que actúan como limitantes dependiendo del tipo de terreno son el asiento máximo, la rigidez rotacional, y el levantamiento de la cimentación en el estado de cargas cuasipermanente.

El resultado buscado consiste en aquel, que cumpliendo con el requisito del criterio limitante, mínimo o máximo según cual sea, en combinación de cargas cuasipermanente, el resultado de dicho parámetro sea el más cercano al valor límite posible para así minimizar las dimensiones de la cimentación y con ello minimizar el uso de materiales.

Para el cálculo de la cimentación anular se han utilizado las siguientes hojas de cálculo:

- Cálculo según DNV. Cimentación anular: Excel donde partiendo de los datos de cargas externas y de las dimensiones de la cimentación, se obtienen los resúmenes de carga para introducir en los diferentes softwares, y en el que se calcula analíticamente el cumplimiento de los distintos coeficientes de seguridad (hundimiento, deslizamiento y vuelco).
- Resultados. Cimentación anular: Resultados de Plaxis para la obtención del Módulo de Balasto según cada caso de carga y de Midas para el cálculo de la rigidez rotacional y el asiento máximo de la cimentación.

En el proceso de obtención de los resultados, se han realizado diversas pruebas con distintos valores para los radios y alturas de la cimentación. Este proceso se ha realizado empezando con el terreno de mejores características (estrato rocoso a menor profundidad, ángulo de rozamiento interno mayor y módulo de elasticidad mayor), partiendo del resultado de cálculo de la cimentación circular, y una vez obtenido el resultado para este terreno, utilizar dicho resultado como punto de partida para el cálculo del siguiente terreno, que, al ser de peores características, va a requerir aumentar el tamaño de la cimentación. Como cambiar el tamaño de la cimentación implica cambios en las cargas que se transmitirán al terreno, el proceso de optimización de la cimentación pasará por realizar todos los modelos necesarios en Midas y Plaxis para poder

obtener los resultados. El proceso para obtener los resultados en cada una de las pruebas es el siguiente:

1. Cálculo de las dimensiones efectivas de la cimentación y de las cargas a introducir tanto en Plaxis como en Midas para cada combinación y caso de carga (Excel según DNV. Cimentación anular). Estos resultados se presentan en la hoja Resumen de cargas de dicho Excel.
2. Realización del modelo en Plaxis para la obtención de los resultados de tensión y deformación con los que calcular el Módulo de Balasto.
3. Cálculo del Módulo de Balasto (Excel Resultados. Cimentación anular).
4. Realización del modelo en Midas para la obtención del valor de la rigidez rotacional, el asiento máximo y el levantamiento de la cimentación propuesta.
5. Cálculo de la rigidez rotacional (Excel Resultados. Cimentación anular).
6. Optimización de la cimentación: Si el resultado obtenido alguno de los criterios de cálculo no es suficiente, (baja rigidez rotacional, asiento excesivo, levantamientos no permitidos), será necesario aumentar las dimensiones de la cimentación para poder cumplirlo y realizar el proceso. Si todos los valores se encuentran por encima, se intentará reducir el tamaño de la cimentación y comprobar si aún se cumple el criterio. El resultado final se encontrará cuando no sea posible reducir más las dimensiones de la cimentación cumpliendo con la rigidez rotacional mínima.
7. Comprobar el cumplimiento de los criterios de hundimiento, deslizamiento y vuelco.

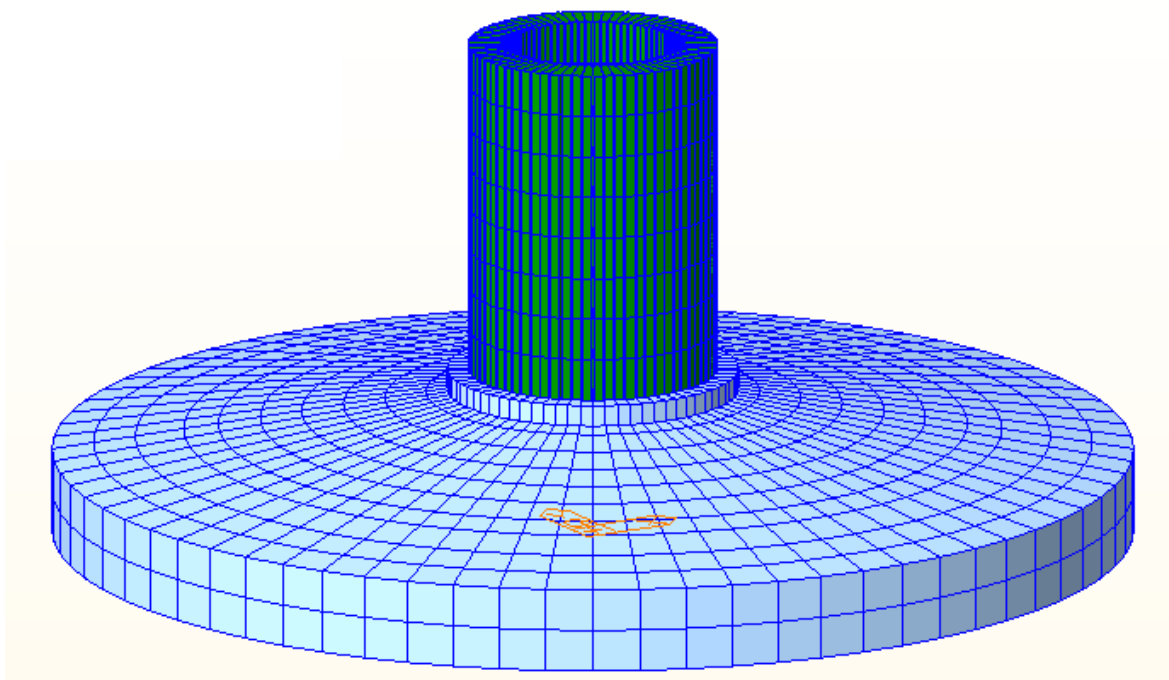


Figura 5.3. Cimentación anular.

3.2. COMPROBACIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO.

Una vez calculada la cimentación, será necesario comprobar el cumplimiento de todos los criterios de diseño especificados en el capítulo 3. Aunque se han comprobado todos los criterios en todos los 72 terrenos diferentes, a continuación, se presentan los resultados de un solo terreno, correspondiente al terreno de estrato a 25 m, módulo de elasticidad de 200 MPa y ángulo de rozamiento interno de 30°. Se trata de una cimentación de 4 m de altura y de 26 m de diámetro.

3.2.1. HUNDIMIENTO DE LA CIMENTACIÓN.

En el capítulo 3 ya se ha detallado como se ha realizado el cálculo del coeficiente de seguridad frente al hundimiento utilizando el procedimiento de la publicación (Guidelines for Design of Wind Turbines), y comprobando los resultados con los valores de la (Guía de cimentaciones en obras de carretera).

Los resultados vienen detallados en la pestaña Coeficientes de Seguridad de la hoja de cálculo Excel Cálculo según DNV. Cimentación anular de cada terreno. El cálculo del coeficiente se ha realizado para cada una de las combinaciones de carga y dentro de ellas para cada uno de los casos de carga.

HUNDIMIENTO	Fz mín	Fz máx	Mz mín	Mz máx	Fxy mín	Fxy máx	Mxy mín	Mxy máx
Extrema Nmax	28,31	30,02	27,92	29,05	34,05	21,42	34,69	21,42
Extrema Nmin	34,41	37,08	33,74	35,53	43,65	23,74	44,72	23,74
Característica	35,68	38,20	35,18	36,74	43,85	26,25	44,76	26,25
Cuasipermanente	38,86	38,86	38,99	40,13	44,39	31,57	44,88	31,57

Tabla 5.1. Coeficientes de seguridad frente al hundimiento según combinación y caso de carga.

Para el análisis del cumplimiento de los coeficientes de seguridad, se ha obtenido el valor mínimo de dicho coeficiente según cada combinación de carga y se ha comparado este valor con el valor de referencia de la (Guía de cimentaciones en obras de carretera). En el caso del hundimiento de la cimentación anular, el valor mínimo se corresponde con el caso de carga de flector y cortante máximo (casos Fxy máx y Mxy máx, que son equivalentes, pues las cargas aplicadas son las mismas en ambos). El valor mínimo del coeficiente de seguridad frente al hundimiento se produce en este caso debido a que la excentricidad, que es máxima en este caso, reduce las dimensiones efectivas de la cimentación, lo suficiente como para ser más restrictivo que la diferencia de carga vertical con el caso de carga Fz min, caso de mayor carga vertical.

HUNDIMIENTO	Valor mínimo	Valor de referencia GC	Estado
Extrema Nmax	21,42	2,2	Cumple
Extrema Nmin	23,74	2,2	Cumple
Característica	26,25	2,6	Cumple
Cuasipermanente	31,57	3	Cumple

Tabla 5.2. Cumplimiento del coeficiente de seguridad frente al hundimiento.

3.2.2. DESLIZAMIENTO EN EL PLANO DE CIMENTACIÓN.

En el capítulo 3 ya se ha detallado como se ha realizado el cálculo del coeficiente de seguridad frente al deslizamiento utilizando el procedimiento de la publicación (Guidelines for Design of Wind Turbines), y comprobando los resultados con los valores de la (Guía de cimentaciones en obras de carretera).

Los resultados vienen detallados en la pestaña Coeficientes de Seguridad de la hoja de cálculo Excel Cálculo según DNV. Cimentación anular de cada terreno. El cálculo del coeficiente se ha realizado para cada una de las combinaciones de carga y dentro de ellas para cada uno de los casos de carga.

DESLIZAMIENTO	Fz mín	Fz máx	Mz mín	Mz máx	Fxy mín	Fxy máx	Mxy mín	Mxy máx
Extrema Nmax	18,47	26,72	13,98	15,08	100,84	16,39	269,31	16,39
Extrema Nmin	14,34	20,63	10,80	11,66	78,07	12,68	208,52	12,68
Característica	16,21	23,30	12,22	13,28	88,97	13,45	233,62	13,45
Cuasipermanente	28,75	41,22	21,89	25,36	173,35	16,56	391,01	16,56

Tabla 5.3. Coeficientes de seguridad frente al deslizamiento según combinación y caso de carga.

Para el análisis del cumplimiento de los coeficientes de seguridad, se ha obtenido el valor mínimo de dicho coeficiente según cada combinación de carga y se ha comparado este valor con el valor de referencia de la (Guía de cimentaciones en obras de carretera). En el caso del deslizamiento de la cimentación anular, el valor mínimo se corresponde con el caso de carga de momento torsor Mz min, con la excepción de la combinación cuasipermanente, donde se produce en el caso de momento y cortante máximo Fxy máx – Mxy máx. El valor mínimo del coeficiente de seguridad frente al deslizamiento de la cimentación anular se produce en estos casos debido a que se trata de los casos con más carga horizontal efectiva aplicada.

DESLIZAMIENTO	Valor mínimo	Valor de referencia GC	Estado
Extrema Nmax	13,98	1,1	Cumple
Extrema Nmin	10,80	1,1	Cumple
Característica	12,22	1,3	Cumple
Cuasipermanente	16,56	1,5	Cumple

Tabla 5.4. Cumplimiento del coeficiente de seguridad frente al deslizamiento

3.2.3. VUELCO DE LA CIMENTACIÓN.

En el capítulo 3 ya se ha detallado como se ha realizado el cálculo del coeficiente de seguridad frente al vuelco utilizando el procedimiento de la (Guía de cimentaciones en obras de carretera), y comprobando los resultados con los valores de esta.

Los resultados vienen detallados en la pestaña Coeficientes de Seguridad de la hoja de cálculo Excel Cálculo según DNV. Cimentación anular de cada terreno. El cálculo del coeficiente se ha realizado para cada una de las combinaciones de carga y dentro de ellas para cada uno de los casos de carga.

Como ya se ha especificado, se ha calculado tanto el coeficiente frente al vuelco rígido, como el coeficiente frente al vuelco plástico.

VUELCO	Fz mín	Fz máx	Mz mín	Mz máx	Fxy mín	Fxy máx	Mxy mín	Mxy máx
VUELCO RÍGIDO								
Extrema Nmax	113,28	164,71	85,57	93,92	649,48	86,84	1742,18	86,84
Extrema Nmin	86,60	125,31	64,99	71,85	502,14	63,04	1348,91	63,04
Característica	99,03	143,08	74,46	82,48	572,80	70,16	1511,30	70,16
Cuasipermanente	179,46	258,14	136,42	159,91	1118,07	93,90	2529,47	93,90
VUELCO PLÁSTICO								
Extrema Nmax	109,09	158,99	82,36	90,58	630,33	82,06	1691,95	82,06
Extrema Nmin	83,93	121,74	62,94	69,74	490,58	59,75	1318,75	59,75
Característica	96,12	139,16	72,23	80,16	559,68	66,96	1477,53	66,96
Cuasipermanente	174,70	251,64	132,81	155,84	1092,81	90,57	2473,11	90,57

Tabla 5.5. Coeficientes de seguridad frente al vuelco según combinación y caso de carga.

Para el análisis del cumplimiento de los coeficientes de seguridad, se ha obtenido el valor mínimo de dicho coeficiente según cada combinación de carga y se ha comparado este valor con el valor de referencia de la (Guía de cimentaciones en obras de carretera). En el caso del vuelco de la cimentación anular, el valor mínimo se corresponde con el caso de carga de momento torsor Mz min para la combinación extrema mayorada y el de momento y cortante máximo Fxy máx – Mxy máx para el resto de las combinaciones. El valor mínimo del coeficiente de seguridad frente al vuelco de la cimentación anular se produce en estos casos debido a que se trata del caso con más carga horizontal aplicada, con pequeñas variaciones en las cargas verticales de cada uno de ellos, lo que hace que el vuelco se decante hacia un caso u otro.

VUELCO	Valor mínimo	Valor de referencia GC	Estado
VUELCO RÍGIDO			
Extrema Nmax	85,57	1,5	Cumple
Extrema Nmin	63,04	1,5	Cumple
Característica	70,16	1,8	Cumple
Cuasipermanente	93,90	2	Cumple
VUELCO PLÁSTICO			
Extrema Nmax	82,06	1,1	Cumple
Extrema Nmin	59,75	1,1	Cumple
Característica	66,96	1,3	Cumple
Cuasipermanente	90,57	1,5	Cumple

Tabla 5.6. Cumplimiento del coeficiente de seguridad frente al vuelco.

3.2.4. ASIENTO DE LA CIMENTACIÓN.

Otro criterio que cumplir es que el asiento máximo de la cimentación debe ser menor a 3 mm/m. Ya se ha visto el procedimiento de cálculo del asiento máximo, por lo que a continuación se presentan los resultados de asiento máximo en el caso de carga de momento máximo Mxy máx.

Asiento	
D (Nodo 2) (mm)	-17,14
H estrato (m)	25,00
Asiento (mm/m)	0,69

Tabla 5.7. Asiento máximo de la cimentación.

Como se puede ver, no se supera el valor límite para esta cimentación.

3.2.5. RIGIDEZ ROTACIONAL.

El procedimiento para obtener el valor de la rigidez rotacional de la cimentación ya ha sido explicado anteriormente. El criterio de rigidez rotacional mínima de $2 \cdot 10^{11}$ N*m/rad, como ya se ha visto, se corresponde con la combinación de cargas cuasipermanente, por lo que este es el único caso en el que se ha calculado. Como ya se ha comentado, el caso crítico es el de momento máximo M_{xy} máx.

Kr	
D1 (Nodo 5994) (m)	-7,29E-03
D2 (Nodo 54) (m)	-9,78E-03
L (m)	6
δ (rad)	0,0004152
M (kN*m)	80.206,88
Fxy (kN)	1493,75
H (m)	4,00
M* (en base cimentación)	86181,899
Kr (N*m/rad) (M en base)	2,08E+11

Tabla 5.8. Rigidez rotacional de la cimentación.

3.2.6. LEVANTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN EN COMBINACIÓN DE CARGAS CUASIPERMANENTE.

Con el objetivo del correcto funcionamiento de la cimentación, no se puede producir levantamiento de esta para la combinación de cargas cuasipermanente. La obtención de este resultado se ha realizado comprobando la existencia de reacciones verticales o no en el terreno.

A continuación, se presentan los resultados:

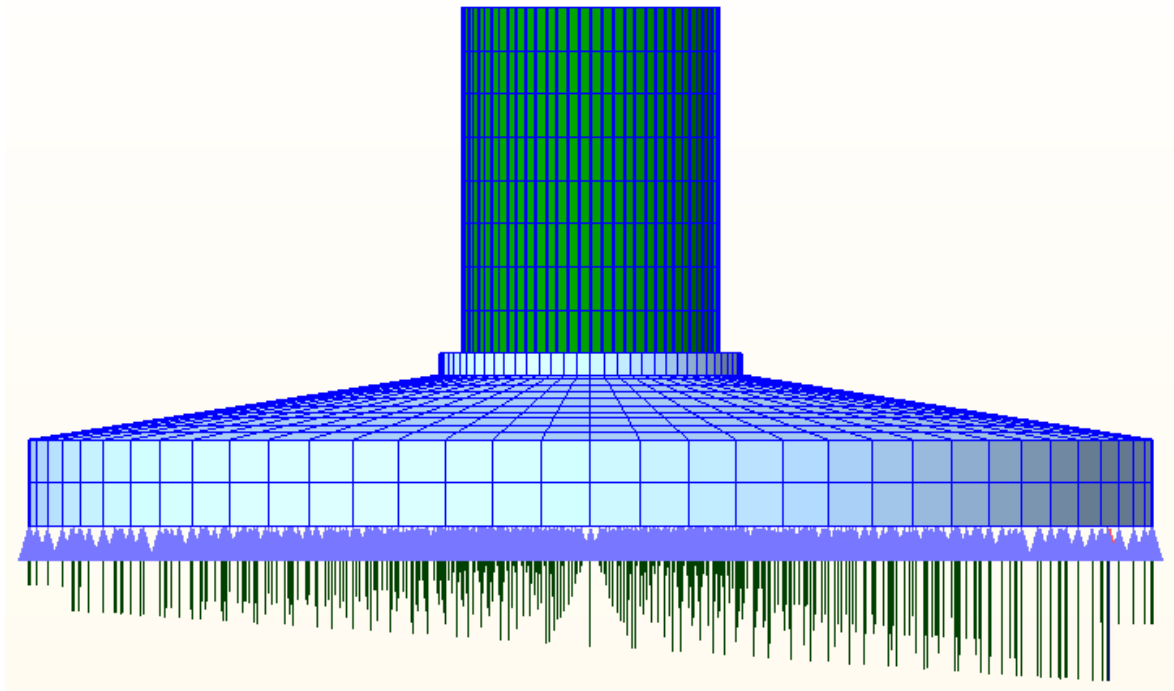


Figura 5.4 Levantamiento de la cimentación en combinación cuasipermanente.

Como se puede comprobar, en ningún punto del plano de cimentación se dejan de producir reacciones verticales, por lo que, en consecuencia, en la combinación de cargas cuasipermanente no se produce levantamiento.

3.2.7. LEVANTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN EN COMBINACIÓN DE CARGAS EXTREMA SIN MAYORAR.

Cuando la cimentación se ve sometida a una carga de valor extremo, se va a permitir que se produzca levantamiento, pues estas cargas de gran envergadura no ocurren de forma habitual. En el caso de las cargas extremas sin mayorar, se permite un levantamiento de la cimentación de un 50%.

Para el cálculo del levantamiento, se procederá a analizar el caso de la misma forma que se ha analizado el levantamiento en cuasipermanente, utilizando las reacciones verticales en el terreno. Para determinar si el levantamiento es menor al 50 % se analizará la extensión en la que se producen reacciones verticales, que deberá ser mayor al 50% de la extensión total de la cimentación.

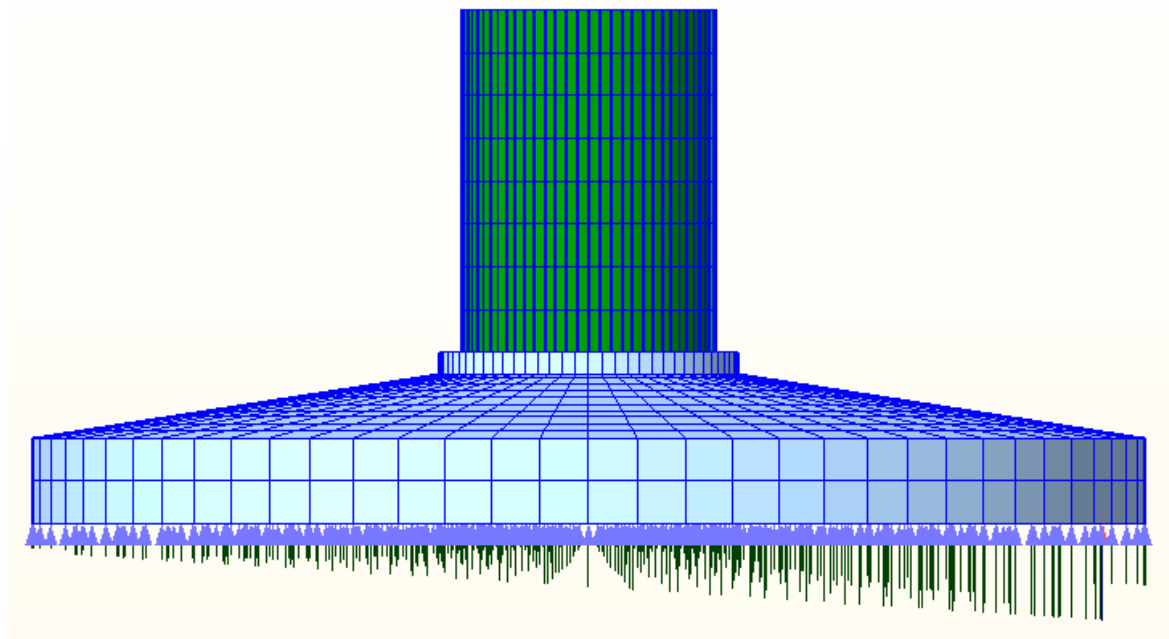


Figura 5.5. Levantamiento de la cimentación en combinación extrema sin mayorar.

Como se puede apreciar, aunque la cimentación se encuentra en una situación cercana a que se empiece a producir levantamiento, este no se produce, así que el criterio también se cumple.

4. RESULTADOS.

Hasta ahora se ha descrito la cimentación, se ha explicado el proceso de cálculo de las dimensiones en cada caso, y se han presentado los resultados de los criterios de cálculo para un terreno concreto con el objetivo de demostrar el cumplimiento de dichos criterios.

El trabajo en esta cimentación se ha realizado, como ya se ha visto, para 72 terrenos diferentes, con lo que tenemos un resultado de dimensiones de cimentación en cada uno de ellos.

A continuación, se presenta una gráfica que muestra el resultado del cálculo de las dimensiones para cada uno de los terrenos existentes. Para que en la gráfica no exista una saturación de datos, también se presenta una tabla con los mismos resultados. En la gráfica se representa en el eje horizontal cada uno de los terrenos a analizar, apareciendo diferentes códigos:

- Divisiones principales del eje horizontal: Estas divisiones crean 4 tramos diferentes en las gráficas correspondientes a los grupos formados por los terrenos de igual módulo de elasticidad (50, 100, 200 y 500 MPa).
- Divisiones secundarias del eje horizontal: Dentro de cada uno de los grupos formados por las divisiones principales, aparecen 6 divisiones secundarias que determinan la profundidad a la que se sitúa el estrato rocoso (5, 10, 15, 20, 25 y 30 m).
- Código de colores: En cada una de las 24 divisiones secundarias aparecen tres columnas, cada una de un color diferente, que indican el ángulo de rozamiento interno del terreno.

En el eje vertical se representa el diámetro de la cimentación para cada uno de los casos que se diferencian en el eje vertical.

Además de obtener el resultado calculando las dimensiones de la cimentación, se ha anotado en cada caso el criterio de cálculo que limita las dimensiones de la cimentación en cada uno de los terrenos. Con respecto a este criterio, la gráfica presenta tres zonas diferenciadas:

1. Zona donde el criterio limitante es el asiento máximo, excesivo si las dimensiones fueran menores.
2. Zona donde el criterio limitante es el levantamiento de la cimentación en la combinación de cargas cuasipermanente, que se empezaría a producir si las dimensiones fueran menores.
3. Zona donde el criterio limitante es la rigidez rotacional, no suficiente si las dimensiones fueran menores.

Cimentación Anular				
Módulo de elasticidad E (Mpa)	Profundidad (m)	fi 30º	fi 35º	fi 40º
E = 50 MPa	5	30	29	29
	10	31	31	31
	15	34	34	34
	20	36	36	36
	25	38	38	38
	30	40	39	39
E = 100 MPa	5	22	22	22
	10	26	26	26
	15	29	28	28
	20	30	30	30
	25	32	31	31
	30	33	32	32
E = 200 MPa	5	19	19	19
	10	22	22	21
	15	24	23	23
	20	25	25	25
	25	26	26	26
	30	27	27	26
E = 500 MPa	5	19	19	19
	10	19	19	19
	15	19	19	19
	20	20	19	19
	25	20	20	20
	30	21	20	20

Tabla 5.9. Resultados de diámetro de la cimentación anular.

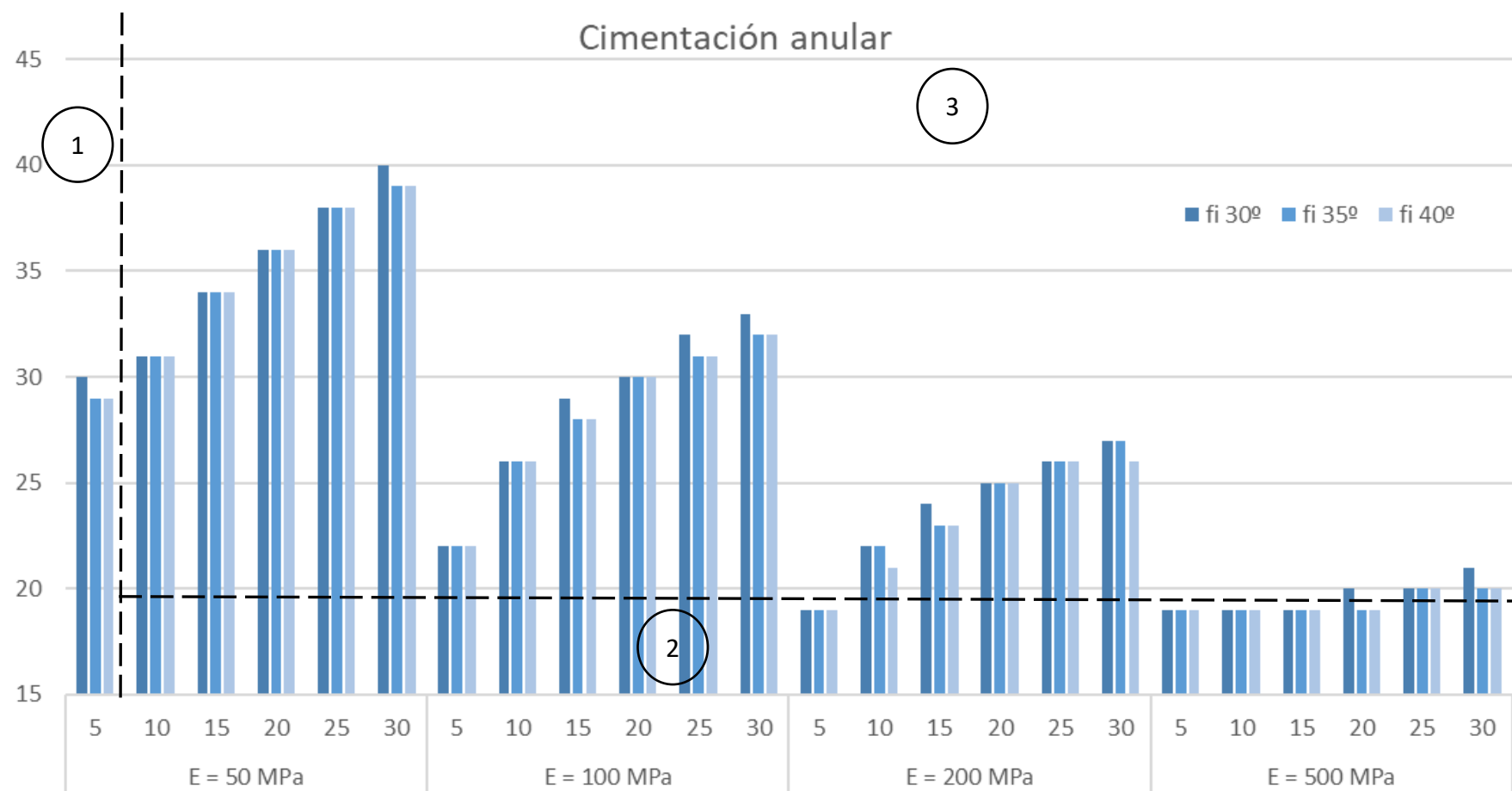


Figura 5.6. Resultados para la cimentación anular.

Como se puede ver, cuando el terreno tiene un bajo módulo de elasticidad, para los espesores de estratos pequeños (5 m), el criterio limitante es el asiento, pues el estrato no es capaz de absorber la carga que le llega sin deformarse de forma excesiva.

Por la contra, cuando los terrenos son de buena calidad (estratos pequeños y alto módulo de elasticidad), se puede apreciar que el criterio dominante es el levantamiento de la cimentación, puesto que el terreno es capaz de absorber las cargas sin grandes deformaciones, aumentando mucho la rigidez rotacional de la cimentación.

En el resto de los terrenos (terrenos de calidad baja y media), el criterio dominante es la rigidez rotacional, puesto que este no es capaz de generar dicha rigidez con cimentaciones de menor tamaño.

El ángulo de rozamiento interno tiene una influencia baja en el resultado final, puesto que, tomando cualquier terreno con profundidad de estrato rígido y módulo de elasticidad constantes, la variación del ángulo de rozamiento interno no implica variaciones drásticas en el diámetro necesario para la cimentación. En algunos casos, en los que el cálculo de las dimensiones de la cimentación se ve dominado por la rigidez rotacional, o en uno específico en el que se produce cambio de criterio de levantamiento hacia rigidez rotacional ($E=500$ MPa, $h=20$ m), puede ser necesario un pequeño aumento del diámetro de la cimentación (1 m) para poder cumplir este criterio. El ángulo de rozamiento interno, al ser el único parámetro del terreno determinante en el cálculo analítico de los coeficientes de seguridad frente al hundimiento, deslizamiento y vuelco, determina el comportamiento de la cimentación frente a estos criterios. Como en ningún caso, en la cimentación anular, estos criterios son dominantes en el dimensionamiento, la influencia del ángulo de rozamiento interno en el dimensionamiento es menor que los otros dos parámetros analizados.

El diámetro mínimo de par la cimentación anular, correspondiente con los casos donde el terreno es de mejor calidad, es de 19 m. A continuación, se van a analizar los resultados en pequeños tramos, para su correcta comparación.

4.1. COMPARATIVA DE LOS RESULTADOS CON MÓDULO DE ELASTICIDAD CONSTANTE.

En esta comparativa se van a analizar los resultados del análisis en 4 grupos diferenciados, correspondientes a cada uno de los valores del módulo de elasticidad. Esta comparación servirá para analizar la influencia que tiene la profundidad del estrato rígido en el cálculo de las dimensiones de la cimentación dentro de cada grupo, y la influencia del módulo de elasticidad comparando los grupos entre sí.

Se empezará analizando el caso del módulo de elasticidad más pequeño de todos, $E=50$ MPa.

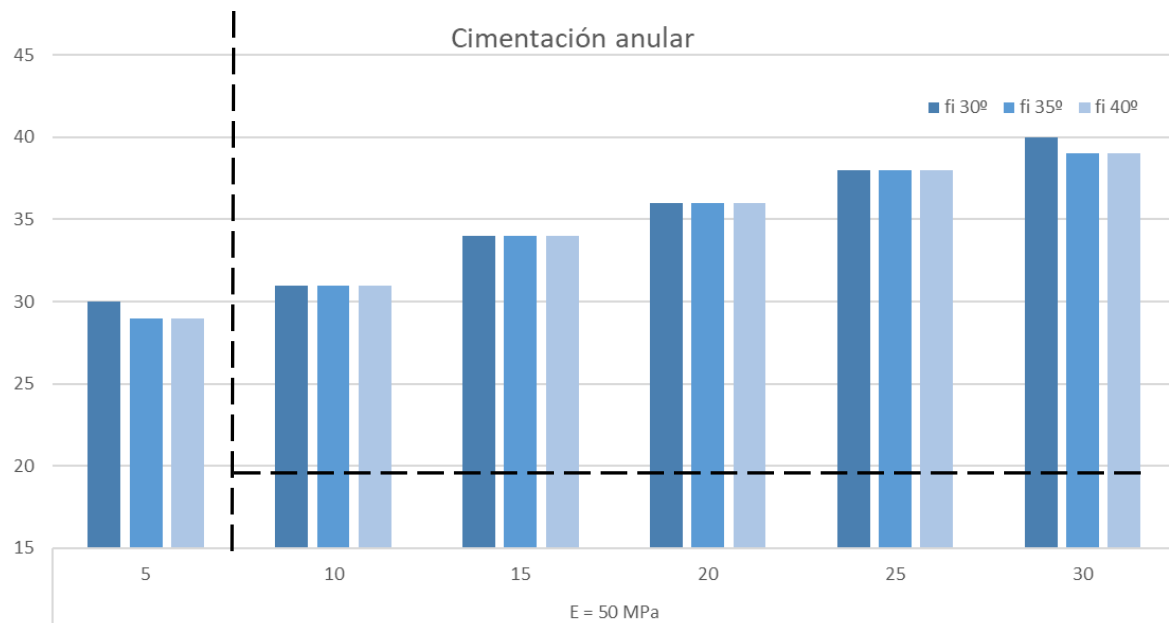


Figura 5.7. Resultados para un valor constante de $E=50$ MPa.

Como se puede observar en la gráfica, aumentos de la distancia a la que se sitúa el estrato rígido desde el plano de cimentación producen incrementos sucesivos del diámetro necesario para cumplir todos los criterios. Como ya se ha explicado, para pequeñas profundidades en este material (5 m), el parámetro que domina el cálculo de las dimensiones es el asiento, mientras que a partir de ahí el parámetro dominante será la rigidez rotacional.

La variación total del diámetro necesario va en este caso de los 29 a los 40 m, haciendo un total de 11 m de diferencia entre el valor más favorable y el más desfavorable.

A continuación, se va a analizar el caso de $E=100$ MPa.

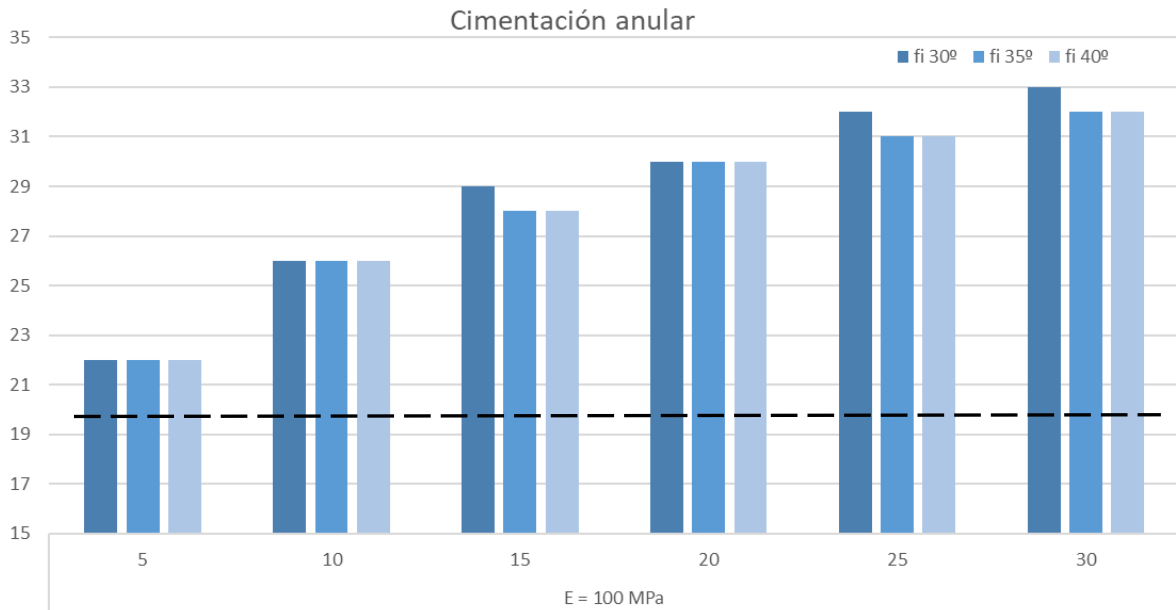


Figura 5.8. Resultados para un valor constante de $E=100$ MPa.

De igual forma que en el caso anterior, al observar la gráfica, los aumentos de la distancia a la que se sitúa el estrato rígido desde el plano de cimentación producen incrementos sucesivos del diámetro necesario para cumplir todos los criterios, debido a que el cálculo de las dimensiones también se sitúa en la zona donde el criterio de cálculo es la rigidez rotacional.

La variación total del diámetro en este caso va de los 22 a los 33 m, haciendo un total de 11 m de diferencia entre el valor más favorable y el más desfavorable. Con respecto al caso de $E=50$ MPa, se puede apreciar que un estrato más rígido reduce el valor del diámetro necesario.

A continuación, se va a analizar el caso de $E=200$ MPa.

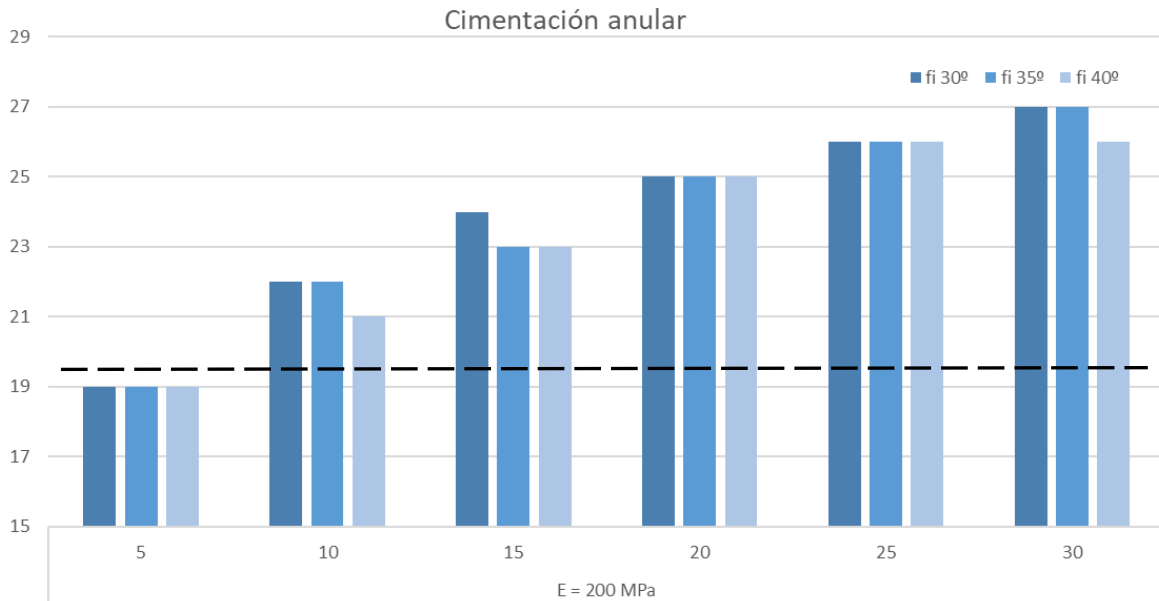


Figura 5.9. Resultados para un valor constante de E=200 MPa.

Al seguir aumentando la rigidez del estrato, se siguen reduciendo los valores del diámetro de cimentación necesario, situándose ahora el rango de los 19 a los 27 m, con una diferencia total de 8 m.

En este caso ya aparecen los primeros casos dominados por el levantamiento de la cimentación en la combinación de cargas cuasipermanente, correspondiente a los estratos de menor profundidad. El levantamiento de la cimentación depende más de la geometría de esta (las cargas deberán estar situadas en el núcleo central de la misma para que no se produzca levantamiento) que del propio terreno donde se cimenta, por lo que para todos los casos donde el levantamiento domina el cálculo de las dimensiones, el valor del diámetro adoptado es de 19 m, valor a partir del cual se deja de producir levantamiento.

La presencia de dos criterios de cálculo distintos comprime los resultados, por lo que las variaciones totales de diámetro son menores. Cuando la rigidez rotacional vuelve a dominar el cálculo de las dimensiones, vuelve a ser necesario aumentar el diámetro de la cimentación a medida que aumenta la profundidad a la que se sitúa el estrato rígido.

Por último, se va a analizar el caso de E=500 MPa.

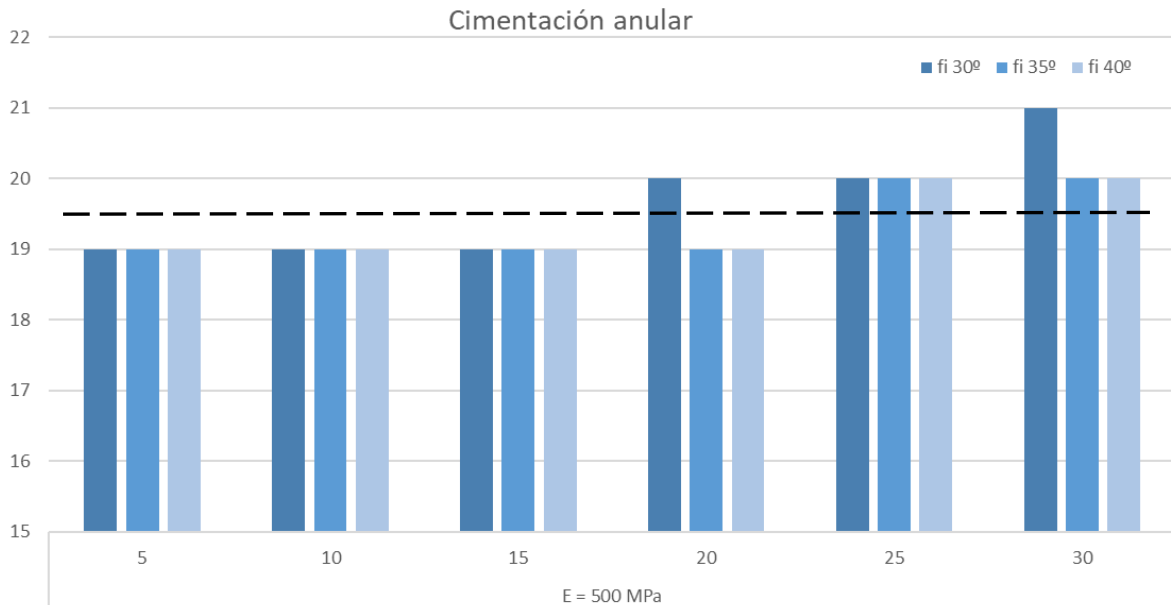


Figura 5.10. Resultados para un valor constante de $E=500$ MPa.

En este último caso, para gran parte de las profundidades analizadas, el criterio dominante es el levantamiento de la cimentación en combinación de cargas cuasipermanente, por lo que, como ya se ha explicado en el caso anterior, la solución en todos estos casos es de 19 m de diámetro. Para algunos casos en esta cimentación aparecen resultados dominados por la rigidez rotacional, donde será necesario ampliar un poco el diámetro de la misma. Se obtiene la conclusión de que, para terrenos de alto módulo de elasticidad, importa menos el resto de sus características, porque la alta competencia de estos terrenos implica que el cálculo de las dimensiones de una cimentación anular para un aerogenerador en ellos va a estar muy limitada por el levantamiento de dicha cimentación, el cual es un criterio que va a depender principalmente de las cargas que llegan a la cimentación y no de terreno en el que se asienta. Cuando el terreno pierde competitividad (aumento de la profundidad), se empieza a notar la influencia de esta característica en el cálculo, apareciendo los primeros casos dominados por la rigidez rotacional.

Analizando todos los resultados en su conjunto, se puede apreciar que:

- La rigidez del terreno influye claramente en el resultado del cálculo de las dimensiones, es decir, cuanto mayor sea el módulo de elasticidad de este, menor será el diámetro necesario para la cimentación.
- La profundidad a la que se encuentre el estrato rígido también es un factor que influye de forma importante en el cálculo de las dimensiones de la cimentación. Cuando la profundidad es pequeña, el espesor del estrato de terreno es también pequeño, por lo que la cercanía del estrato rígido va a suponer una mejora de las condiciones de rigidez total del terreno. Esto implica que a menor tamaño del estrato, mejores serán las condiciones del terreno y por tanto menor el diámetro necesario para disponer la cimentación.

- El ángulo de rozamiento interno del material, aunque influye en el resultado, lo hace de una manera claramente menos importante que los otros dos factores.

CAPÍTULO 6.

CIMENTACIÓN DE CONTRAFUERTE.

1. INTRODUCCIÓN.

La siguiente cimentación especial que analizar es la cimentación de contrafuertes. Esta cimentación se basa en la sustitución del cuerpo de gravedad de la cimentación por una losa de cimentación y unos contrafuertes prefabricados que contribuirán al proceso de transmisión de las cargas y a la rigidización de la estructura.

2. FORMA Y PROCESO CONSTRUCTIVO.

La cimentación de contrafuertes está formada por dos losas de hormigón unidas por un anillo hormigón que en su parte central está hueco. Del anillo y la losa inferior parten ocho contrafuertes de hormigón armado de altura variable con su longitud. El espacio entre los contrafuertes y el interior del anillo central se rellenará de material procedente de la excavación, eliminando hormigón y por tanto abaratando el coste de la cimentación.

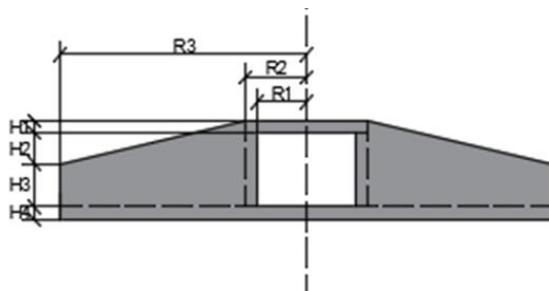


Figura 6.1. Sección de la cimentación de contrafuertes.

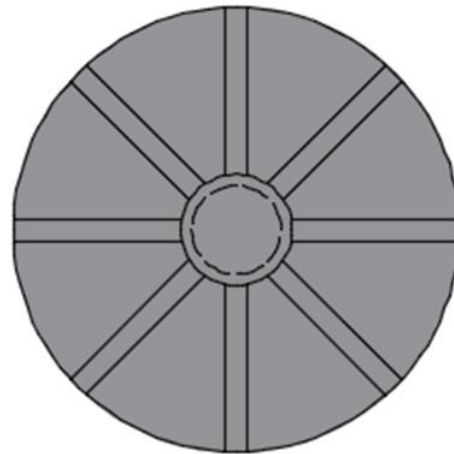


Figura 6.2. Planta de la sección de contrafuertes.

La cimentación va enterrada en toda la profundidad para obtener un peso de tierras mayor que contribuya con la estabilidad de esta. Como se puede apreciar, para la definición de la cimentación será necesario definir los tres radios y las diferentes alturas de esta, así como el espesor de los contrafuertes. Como valores previos, se ha optado porque $R2=3,5$ m debido a que el diámetro de la torre es de 6 m, y que $H1$ sea igual a 0,5 m. Además, con el objetivo de unificar resultados para todos los terrenos, se ha establecido que la altura total de la cimentación ($H1 + H2 + H3 + H4$) en todos los casos sea 5 m. En este caso se ha aumentado la altura de la cimentación debido a que parte de esta se realiza con elementos prefabricados, por lo que es posible aumentar su canto sin complicar el proceso constructivo ni incrementar sustancialmente los tiempos de construcción.

Además, como otras características de esta cimentación se ha tomado que la altura de la losa inferior sea $H4=1$ m, y que la altura $H3$, altura mínima del contrafuerte sea de 1,5 m, haciendo que $H2=2$ m. El hueco interior, de altura $H2+H3=3,5$ m tiene en todos los casos un radio $R1=2$ m.

Además, se disponen 8 contrafuertes de altura variable entre $H_3=1,5$ m en la parte exterior de la cimentación y $H_3+H_2+H_1=4$ m en la zona interna, con un espesor de 0,75 m cada uno de ellos.

El proceso constructivo de la cimentación empieza por realizar toda la excavación necesaria para la misma. A continuación, se procede a disponer un hormigón de limpieza para realizar el contacto entre el terreno y la losa inferior de la cimentación. Una vez dispuesto el hormigón de limpieza, se colocan los contrafuertes prefabricados en su posición final, se realiza el encofrado y la disposición de la armadura necesaria en la losa de cimentación y también el necesario para la unión de la losa con el anillo central. A continuación, se procede al vertido de hormigón en la losa de cimentación y a su posterior vibrado. Una vez el hormigón toma la resistencia necesaria se puede retirar el encofrado de la losa inferior y proceder a encofrar y ferrallar el anillo central de la cimentación. En este proceso también se colocarán las armaduras de unión con la losa superior. El siguiente paso consiste en realizar el vertido y el vibrado del hormigón del anillo. Cuando este haya alcanzado la resistencia necesaria se procederá al retirar el encofrado. En este momento se realiza el relleno del anillo central de la cimentación con material procedente de la excavación previa, hasta la cota de la que parte la losa superior, y también el relleno hasta esa misma cota del espacio restante entre los contrafuertes para así poder disponer el encofrado de la losa superior. Cuando esto sea posible, se coloca el encofrado, así como la armadura de la losa superior, dejando los sistemas necesarios en la cabeza de la cimentación para poder realizar la unión con la torre del aerogenerador. El siguiente paso consistirá en proceder al vertido del hormigón y su posterior vibrado en dicha losa, y cuando el hormigón haya alcanzado la resistencia necesaria, se retirará el encofrado, procediendo al relleno del resto de espacio entre los contrafuertes hasta la cota superior de la cimentación. El excedente de tierras que se obtenga habrá que llevarlo a vertedero.

3. CÁLCULO DE LAS DIMENSIONES DE LA CIMENTACIÓN.

3.1. PROCESO DE CÁLCULO.

El punto de partida para el cálculo de las dimensiones de la cimentación de contrafuertes es el resultado anterior de la cimentación anular en cada terreno diferente. Manteniendo el diámetro de esta y adoptando el nuevo canto, se procede a retirar en el cálculo la zona maciza de hormigón y sustituirla por los contrafuertes y el relleno de terreno. Trabajando con los diferentes terrenos, se ha comprobado que los tres criterios que actúan como limitantes dependiendo del tipo de terreno son el asiento máximo, la rigidez rotacional, y el levantamiento de la cimentación en el estado de cargas cuasipermanente.

El resultado buscado consiste en aquel, que cumpliendo con el requisito del criterio limitante mínimo o máximo según cual sea, en su combinación de cargas, el valor de este parámetro sea el más cercano al valor límite posible para así minimizar las dimensiones de la cimentación y con ello minimizar el uso de materiales.

Para el cálculo de la cimentación de contrafuertes en cada uno de los terrenos se han utilizado las siguientes hojas de cálculo:

- Cálculo según DNV. Cimentación de contrafuertes: Excel donde partiendo de los datos de cargas externas y de las dimensiones de la cimentación, se obtienen los resúmenes de carga para introducir en los diferentes softwares, y en el que se calcula analíticamente el cumplimiento de los distintos coeficientes de seguridad (hundimiento, deslizamiento y vuelco).
- Resultados. Cimentación de contrafuertes: Resultados de Plaxis para la obtención del Módulo de Balasto según cada caso de carga y de Midas para el cálculo de la rigidez rotacional y el asiento máximo de la cimentación.

En el proceso de obtención de los resultados, se han realizado diversas pruebas con distintos valores para los radios y alturas de la cimentación. En el caso de esta cimentación, como los contrafuertes son prefabricados, se ha tenido en cuenta que el proceso de construcción se encarecerá más con los aumentos de radio que con los de canto, por lo que se ha optado por modificar primero el valor de altura total para buscar el cumplimiento de los criterios de diseño. Este proceso se ha realizado empezando con el terreno de mejores características (estrato rocoso a menor profundidad, ángulo de rozamiento interno mayor y módulo de elasticidad mayor), y una vez obtenido el resultado para este terreno, utilizar dicho resultado como punto de partida para el cálculo del siguiente terreno, que, al ser de peores características, va a requerir aumentar el tamaño de la cimentación. Como cambiar el tamaño de la cimentación implica cambios en las cargas que se transmitirán al terreno, el proceso de optimización de la cimentación pasará por realizar todos los modelos necesarios en Midas y Plaxis para poder obtener los resultados. El proceso para obtener los resultados en cada una de las pruebas es el siguiente:

1. Cálculo de las dimensiones efectivas de la cimentación y de las cargas a introducir tanto en Plaxis como en Midas para cada combinación y caso de carga (Excel según DNV. Cimentación de contrafuertes). Estos resultados se presentan en la hoja Resumen de cargas de dicho Excel.
2. Realización del modelo en Plaxis para la obtención de los resultados de tensión y deformación con los que calcular el Módulo de Balasto.
3. Cálculo del Módulo de Balasto (Excel Resultados. Cimentación de contrafuertes).
4. Realización del modelo en Midas para la obtención del valor de la rigidez rotacional, el asiento máximo y el levantamiento de la cimentación propuesta.
5. Cálculo de la rigidez rotacional (Excel Resultados. Cimentación de contrafuertes).
6. Optimización de la cimentación: Si el resultado obtenido alguno de los criterios de cálculo de las dimensiones no es suficiente, (baja rigidez rotacional, asiento excesivo, levantamientos no permitidos), será necesario aumentar las dimensiones de la cimentación para poder cumplirlo y realizar el proceso de nuevo. Si todos los valores se encuentran por encima, se intentará reducir el tamaño de la cimentación y comprobar si aún se cumplen los criterios. El resultado final se encontrará cuando no sea posible reducir más las dimensiones de la cimentación cumpliendo con todos los criterios.
7. Comprobar el cumplimiento de los criterios de hundimiento, deslizamiento y vuelco.

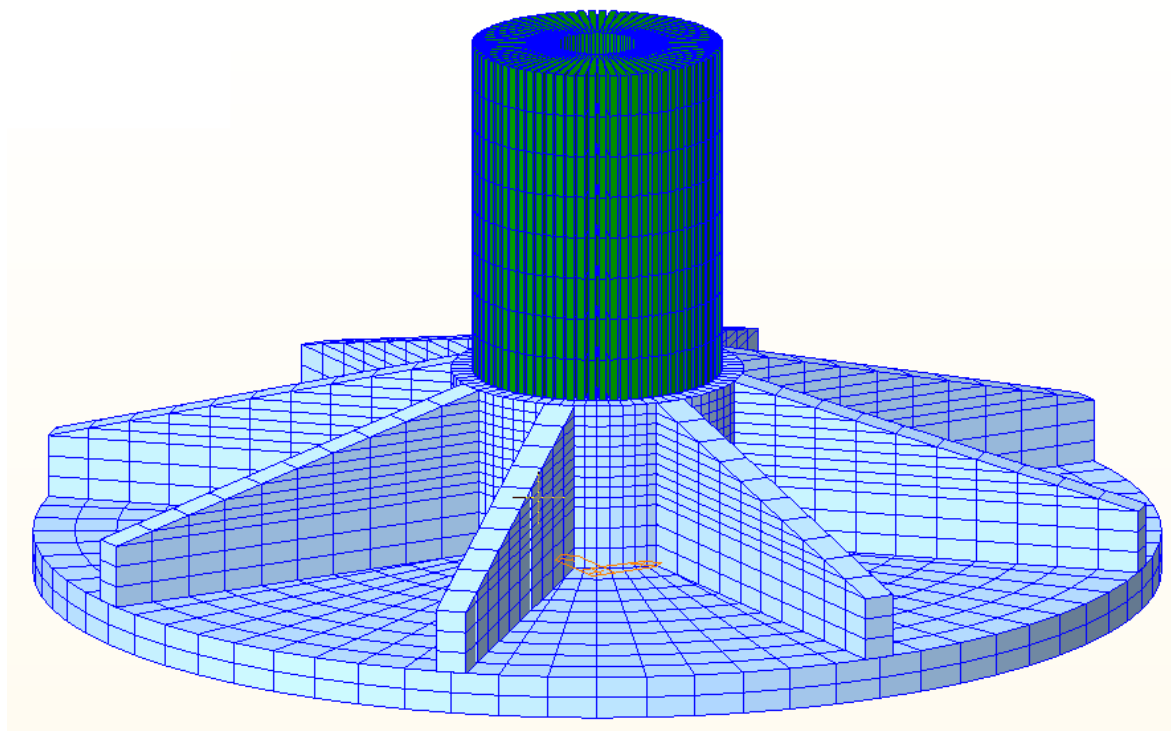


Figura 6.3. Cimentación de contrafuertes.

3.2. COMPROBACIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO.

Una vez calculada la cimentación, será necesario comprobar el cumplimiento de todos los criterios de diseño especificados en el capítulo 3. Aunque se han comprobado todos los criterios en todos los 72 terrenos diferentes, a continuación, se presentan los resultados de un solo terreno, correspondiente al terreno de estrato a 25 m, módulo de elasticidad de 200 MPa y ángulo de rozamiento interno de 30°. Se trata de una cimentación de 5 m de altura y de 27 m de diámetro. Vamos a analizarlos uno por uno.

3.2.1. HUNDIMIENTO DE LA CIMENTACIÓN.

En el capítulo 3 ya se ha detallado como se ha realizado el cálculo del coeficiente de seguridad frente al hundimiento utilizando el procedimiento de la publicación (Guidelines for Design of Wind Turbines), y comprobando los resultados con los valores de la (Guía de cimentaciones en obras de carretera). Los resultados vienen detallados en la pestaña Coeficientes de Seguridad de la hoja de cálculo Excel Cálculo según DNV. Cimentación de contrafuertes de cada terreno. El cálculo del coeficiente se ha realizado para cada una de las combinaciones de carga y dentro de ellas para cada uno de los casos de carga.

HUNDIMIENTO	Fz mín	Fz máx	Mz mín	Mz máx	Fxy mín	Fxy máx	Mxy mín	Mxy máx
Extrema Nmax	29,12	30,56	28,83	29,75	33,77	23,40	34,27	23,40
Extrema Nmin	36,00	38,31	35,51	36,99	43,64	26,91	44,49	26,91
Característica	37,06	39,23	36,70	37,99	43,80	29,08	44,52	29,08
Cuasipermanente	39,68	39,68	39,84	40,78	44,23	33,62	44,62	33,62

Tabla 6.1. Coeficientes de seguridad frente al hundimiento según combinación y caso de carga.

Para el análisis del cumplimiento de los coeficientes de seguridad, se ha obtenido el valor mínimo de dicho coeficiente según cada combinación de carga y se ha comparado este valor con el valor de referencia de la (Guía de cimentaciones en obras de carretera). En el caso del hundimiento de la cimentación de contrafuertes, el valor mínimo se corresponde con el caso de carga de flector y cortante máximo (casos Fxy máx y Mxy máx, que son equivalentes, pues las cargas aplicadas son las mismas en ambos). El valor mínimo del coeficiente de seguridad frente al hundimiento se produce en este caso debido a que la excentricidad, que es máxima en este caso, reduce las dimensiones efectivas de la cimentación, lo suficiente como para ser más restrictivo que la diferencia de carga vertical con el caso de carga Fz mín, caso de mayor carga vertical.

HUNDIMIENTO	Valor mínimo	Valor de referencia GC	Estado
Extrema Nmax	23,40	2,2	Cumple
Extrema Nmin	26,91	2,2	Cumple
Característica	29,08	2,6	Cumple
Cuasipermanente	33,62	3	Cumple

Tabla 6.2. Cumplimiento del coeficiente de seguridad frente al hundimiento.

3.2.2. DESLIZAMIENTO EN EL PLANO DE CIMENTACIÓN.

En el capítulo 3 ya se ha detallado como se ha realizado el cálculo del coeficiente de seguridad frente al deslizamiento utilizando el procedimiento de la publicación (Guidelines for Design of Wind Turbines), y comprobando los resultados con los valores de la (Guía de cimentaciones en obras de carretera).

Los resultados vienen detallados en la pestaña Coeficientes de Seguridad de la hoja de cálculo Excel Cálculo según DNV. Cimentación de contrafuertes de cada terreno. El cálculo del coeficiente se ha realizado para cada una de las combinaciones de carga y dentro de ellas para cada uno de los casos de carga.

DESLIZAMIENTO	Fz mín	Fz máx	Mz mín	Mz máx	Fxy mín	Fxy máx	Mxy mín	Mxy máx
Extrema Nmax	22,47	32,61	17,07	18,45	123,44	19,37	327,00	19,37
Extrema Nmin	17,33	25,02	13,10	14,18	94,93	14,89	251,53	14,89
Característica	19,57	28,23	14,81	16,14	108,18	15,79	281,55	15,79
Cuasipermanente	34,51	49,66	26,39	30,75	210,79	19,42	468,13	19,42

Tabla 6.3. Coeficientes de seguridad frente al deslizamiento según combinación y caso de carga.

Para el análisis del cumplimiento de los coeficientes de seguridad, se ha obtenido el valor mínimo de dicho coeficiente según cada combinación de carga y se ha comparado este valor con el valor de referencia de la (Guía de cimentaciones en obras de carretera). En el caso del deslizamiento de la cimentación de contrafuertes, el valor mínimo se corresponde con el caso de carga de momento torsor M_z min, con la excepción de la combinación cuasipermanente, donde se produce en el caso de momento y cortante máximo F_{xy} máx – M_{xy} máx. El valor mínimo del coeficiente de seguridad frente al deslizamiento de la cimentación circular se produce en estos casos debido a que se trata de los casos con más carga horizontal efectiva aplicada.

DESPLAZAMIENTO	Valor mínimo	Valor de referencia GC	Estado
Extrema Nmax	17,07	1,1	Cumple
Extrema Nmin	13,10	1,1	Cumple
Característica	14,81	1,3	Cumple
Cuasipermanente	19,42	1,5	Cumple

Tabla 6.4. Cumplimiento del coeficiente de seguridad frente al deslizamiento

3.2.3. VUELCO DE LA CIMENTACIÓN.

En el capítulo 3 ya se ha detallado como se ha realizado el cálculo del coeficiente de seguridad frente al vuelco utilizando el procedimiento de la (Guía de cimentaciones en obras de carretera), y comprobando los resultados con los valores de esta.

Los resultados vienen detallados en la pestaña Coeficientes de Seguridad de la hoja de cálculo Excel Cálculo según DNV. Cimentación de contrafuertes de cada terreno. El cálculo del coeficiente se ha realizado para cada una de las combinaciones de carga y dentro de ellas para cada uno de los casos de carga.

Como ya se ha especificado, se ha calculado tanto el coeficiente frente al vuelco rígido, como el coeficiente frente al vuelco plástico.

VUELCO	Fz mín	Fz máx	Mz mín	Mz máx	Fxy mín	Fxy máx	Mxy mín	Mxy máx
VUELCO RÍGIDO								
Extrema Nmax	115,63	168,49	87,69	96,14	660,98	88,64	1757,40	88,64
Extrema Nmin	88,01	127,71	66,38	73,21	507,80	64,71	1351,77	64,71
Característica	100,34	145,40	75,80	83,88	579,14	71,27	1513,13	71,27
Cuasipermanente	180,05	259,83	137,54	161,86	1130,05	93,71	2515,87	93,71
VUELCO PLÁSTICO								
Extrema Nmax	111,50	162,78	84,53	92,82	641,35	84,31	1706,13	84,31
Extrema Nmin	85,45	124,23	64,41	71,16	496,12	61,84	1321,39	61,84
Característica	97,52	141,55	73,65	81,61	565,87	68,44	1479,15	68,44
Cuasipermanente	175,40	253,41	134,00	157,82	1104,44	90,65	2459,49	90,65

Tabla 6.5. Coeficientes de seguridad frente al vuelco según combinación y caso de carga.

Para el análisis del cumplimiento de los coeficientes de seguridad, se ha obtenido el valor mínimo de dicho coeficiente según cada combinación de carga y se ha comparado este valor con el valor

de referencia de la (Guía de cimentaciones en obras de carretera). En el caso del vuelco de la cimentación de contrafuertes, el valor mínimo se corresponde con el caso de carga de momento torsor M_z min para la combinación extrema mayorada y el de momento y cortante máximo F_{xy} máx – M_{xy} máx para el resto de las combinaciones. El valor mínimo del coeficiente de seguridad frente al vuelco de la cimentación circular se produce en estos casos debido a que se trata del caso con más carga horizontal aplicada, con pequeñas variaciones en las cargas verticales de cada uno de ellos, lo que hace que el vuelco se decante hacia un caso u otro.

VUELCO	Valor mínimo	Valor de referencia GC	Estado
VUELCO RÍGIDO			
Extrema N_{max}	87,69	1,5	Cumple
Extrema N_{min}	64,71	1,5	Cumple
Característica	71,27	1,8	Cumple
Cuasipermanente	93,71	2	Cumple
VUELCO PLÁSTICO			
Extrema N_{max}	84,31	1,1	Cumple
Extrema N_{min}	61,84	1,1	Cumple
Característica	68,44	1,3	Cumple
Cuasipermanente	90,65	1,5	Cumple

Tabla 6.6. Cumplimiento del coeficiente de seguridad frente al vuelco.

3.2.4. ASIENTO DE LA CIMENTACIÓN.

Otro criterio que cumplir es que el asiento máximo de la cimentación debe ser menor a 3 mm/m. Ya se ha visto el procedimiento de cálculo del asiento máximo, por lo que a continuación se presentan los resultados de asiento máximo en el caso de carga de momento máximo M_{xy} máx.

Asiento	
D (Nodo 26) (mm)	-17,05
H estrato (m)	25,00
Asiento (mm/m)	0,68

Tabla 6.7. Asiento máximo de la cimentación.

Como se puede ver, no se supera el valor límite para esta cimentación.

3.2.5. RIGIDEZ ROTACIONAL.

El procedimiento para obtener el valor de la rigidez rotacional de la cimentación ya ha sido explicado anteriormente. El criterio de rigidez rotacional mínima de $2 \cdot 10^{11} \text{ N}\cdot\text{m}/\text{rad}$, como ya se ha visto, se corresponde con la combinación de cargas cuasipermanente, por lo que este es el único caso en el que se ha calculado. Como ya se ha comentado, el caso crítico es el de momento máximo M_{xy} máx.

Kr	
D1 (Nodo 5922) (m)	-7,98E-03
D2 (Nodo 148) (m)	-1,06E-02
L (m)	6
δ (rad)	0,0004315
M (kN*m)	80.206,88
Fxy (kN)	1491,20
H (m)	5,00
M* (en base cimentación)	87662,897
Kr (N*m/rad) (M en base)	2,03E+11

Tabla 6.8. Rigidez rotacional según cada caso de carga en combinación cuasipermanente.

3.2.6. LEVANTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN EN COMBINACIÓN DE CARGAS CUASIPERMANENTE.

Con el objetivo del correcto funcionamiento de la cimentación, no se puede producir levantamiento de esta para la combinación de cargas cuasipermanente. La obtención de este resultado se ha realizado comprobando la existencia de reacciones verticales o no en el terreno.

A continuación, se presentan los resultados:

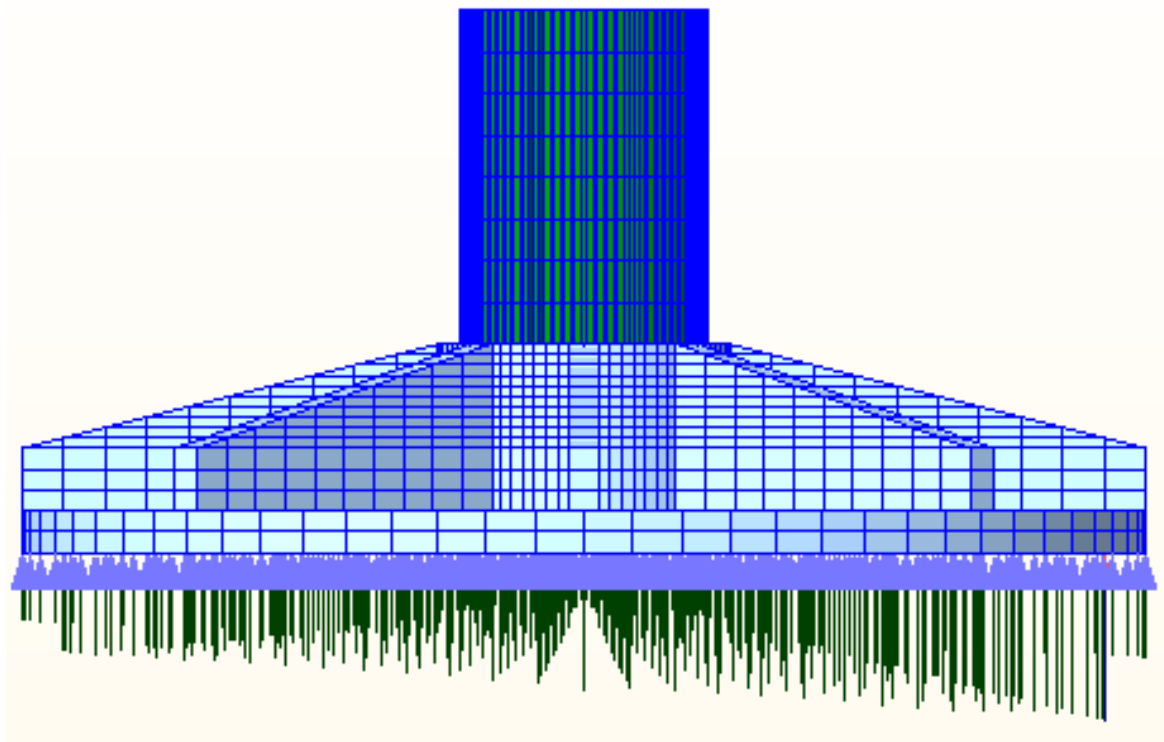


Figura 6.4. Levantamiento de la cimentación en combinación cuasipermanente.

Como se puede comprobar, en ningún punto del plano de cimentación se dejan de producir reacciones verticales, por lo que en consecuencia, en la combinación de cargas cuasipermanente no se produce levantamiento.

3.2.7. LEVANTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN EN COMBINACIÓN DE CARGAS EXTREMA SIN MAYORAR.

Cuando la cimentación se ve sometida a una carga de valor extremo, se va a permitir que se produzca levantamiento, pues estas cargas de gran envergadura no ocurren de forma habitual. En el caso de las cargas extremas sin mayorar, se permite un levantamiento de la cimentación de un 50%.

Para el cálculo del levantamiento, se procederá a analizar el caso de la misma forma que se ha analizado el levantamiento en cuasipermanente, utilizando las reacciones verticales en el terreno. Para determinar si el levantamiento es menor al 50 % se analizará la extensión en la que se producen reacciones verticales, que deberá ser mayor al 50% de la extensión total de la cimentación.

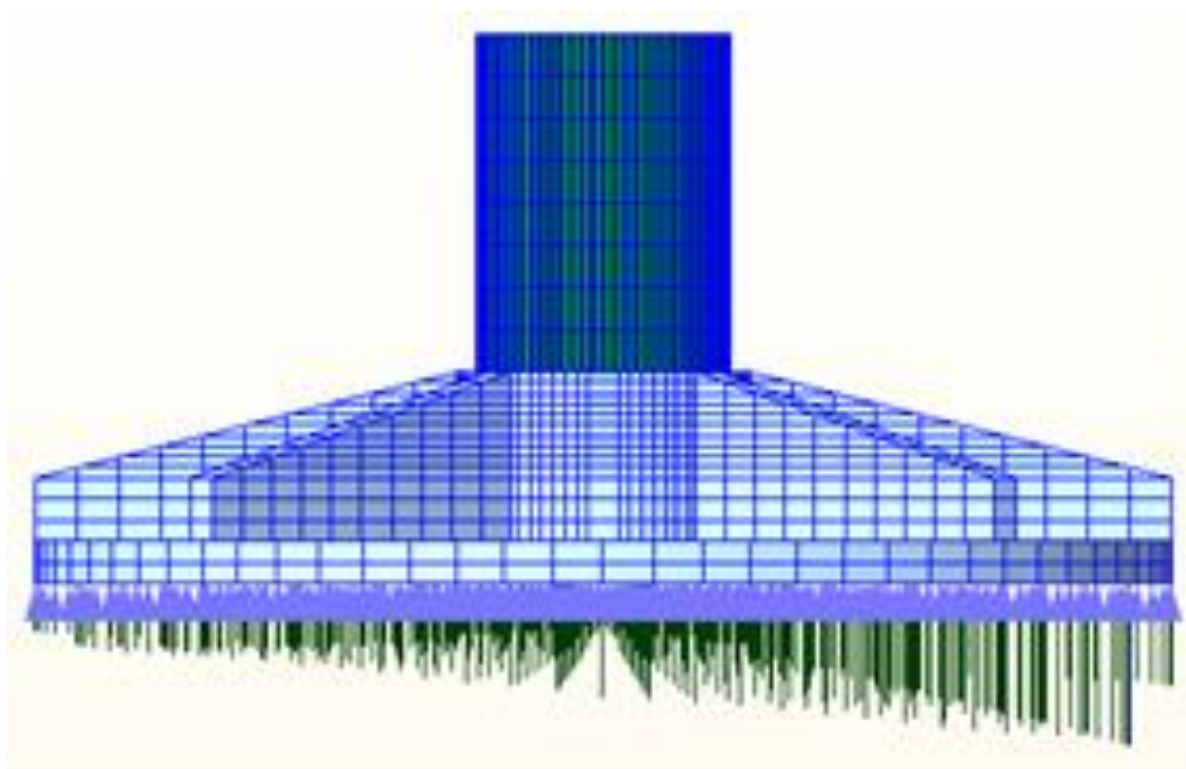


Figura 6.5. Levantamiento de la cimentación en combinación extrema sin mayorar.

Como se puede apreciar, aunque la cimentación se encuentra en una situación cercana a que se empiece a producir levantamiento, este no se produce, así que el criterio también se cumple.

4. RESULTADOS.

Hasta ahora se ha descrito la cimentación, se ha explicado el proceso de cálculo de las dimensiones en cada caso, y se han presentado los resultados de los criterios de cálculo para un terreno concreto con el objetivo de demostrar el cumplimiento de dichos criterios.

El trabajo en esta cimentación se ha realizado, como ya se ha visto, para 72 terrenos diferentes, con lo que tenemos un resultado de dimensiones de cimentación en cada uno de ellos.

A continuación, se presenta una gráfica que muestra el resultado del cálculo de las dimensiones para cada uno de los terrenos existentes. Para que en la gráfica no exista una saturación de datos, también se presenta una tabla con los mismos resultados. En la gráfica se representa en el eje horizontal cada uno de los terrenos a analizar, apareciendo diferentes códigos:

- Divisiones principales del eje horizontal: Estas divisiones crean 4 tramos diferentes en las gráficas correspondientes a los grupos formados por los terrenos de igual módulo de elasticidad (50, 100, 200 y 500 MPa).
- Divisiones secundarias del eje horizontal: Dentro de cada uno de los grupos formados por las divisiones principales, aparecen 6 divisiones secundarias que determinan la profundidad a la que se sitúa el estrato rocoso (5, 10, 15, 20, 25 y 30 m).
- Código de colores: En cada una de las 24 divisiones secundarias aparecen tres columnas, cada una de un color diferente, que indican el ángulo de rozamiento interno del terreno.

En el eje vertical se representa el diámetro de la cimentación para cada uno de los casos que se diferencian en el eje vertical.

Además de obtener el resultado calculando las dimensiones de la cimentación, se ha anotado en cada caso el criterio de cálculo que limita las dimensiones de la cimentación en cada uno de los terrenos. Con respecto a este criterio, la gráfica presenta tres zonas diferenciadas:

1. Zona donde el criterio limitante es el asiento máximo, excesivo si las dimensiones fueran menores.
2. Zona donde el criterio limitante es el levantamiento de la cimentación en la combinación de cargas cuasipermanente, que se empezaría a producir si las dimensiones fueran menores.
3. Zona donde el criterio limitante es la rigidez rotacional, no suficiente si las dimensiones fueran menores.

Cimentación de Contrafuertes				
Módulo de elasticidad E (Mpa)	Profundidad (m)	fi 30º	fi 35º	fi 40º
E = 50 MPa	5	30	29	29
	10	33	33	33
	15	37	37	36
	20	40	40	40
	25	43	42	42
	30	45	44	44
E = 100 MPa	5	23	22	22
	10	27	27	27
	15	30	30	29
	20	32	32	32
	25	34	34	33
	30	35	35	35
E = 200 MPa	5	20	20	20
	10	22	22	22
	15	25	24	24
	20	26	26	25
	25	27	27	27
	30	28	28	28
E = 500 MPa	5	20	20	20
	10	20	20	20
	15	20	20	20
	20	20	20	20
	25	21	20	20
	30	21	21	21

Tabla 6.9. Resultados de diámetro de la cimentación de contrafuertes.

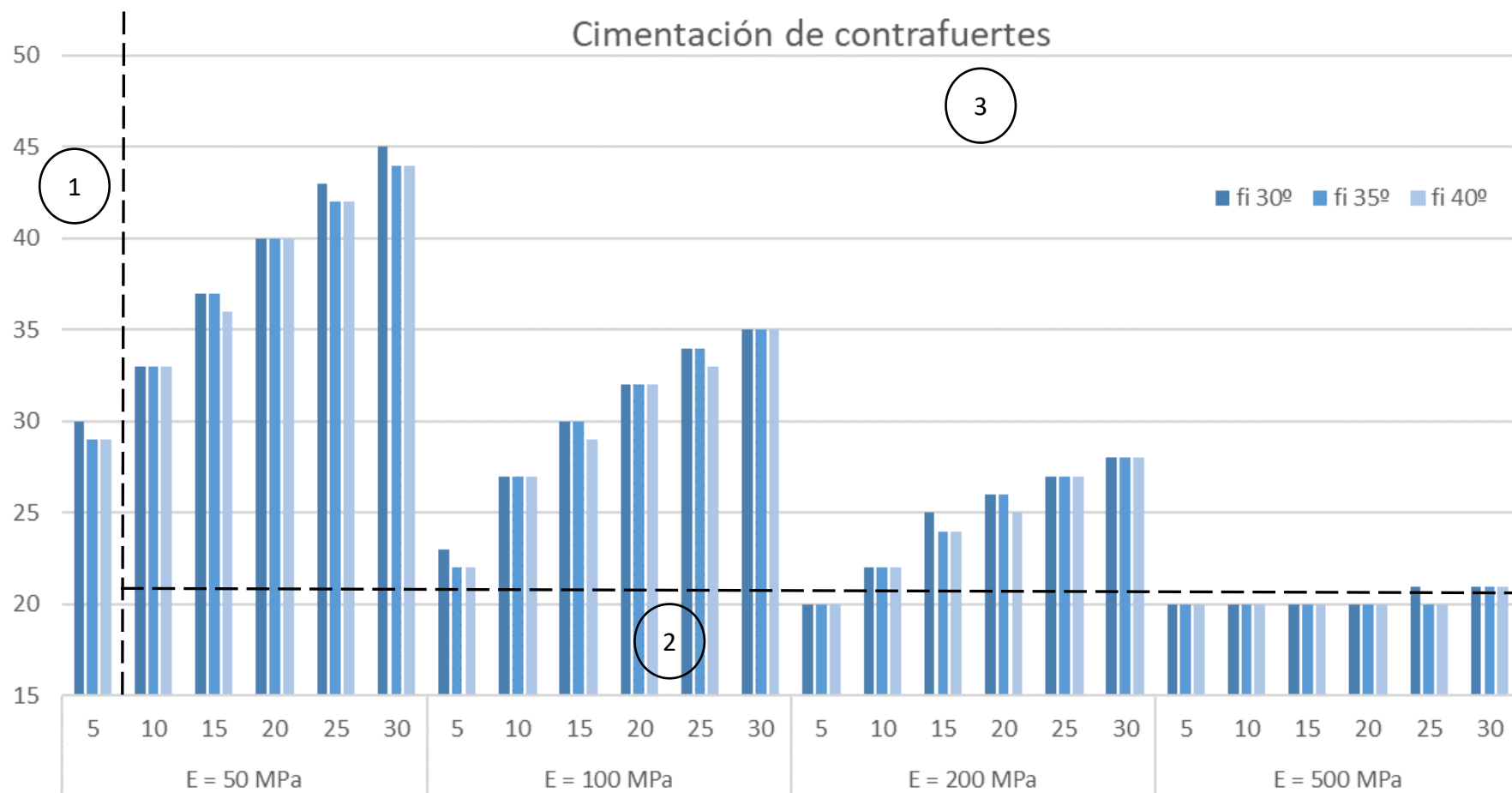


Figura 6.6. Resultados para la cimentación de contrafuertes.

Como se puede ver, cuando el terreno tiene un bajo módulo de elasticidad, para los espesores de estratos pequeños (5 m), el criterio limitante es el asiento, pues el estrato no es capaz de absorber la carga que le llega sin deformarse de forma excesiva.

Por la contra, cuando los terrenos son de buena calidad (estratos pequeños y alto módulo de elasticidad), se puede apreciar que el criterio dominante es el levantamiento de la cimentación, puesto que el terreno es capaz de absorber las cargas sin grandes deformaciones, aumentando mucho la rigidez rotacional de la cimentación.

En el resto de los terrenos (terrenos de calidad baja y media), el criterio dominante es la rigidez rotacional, puesto que este no es capaz de generar dicha rigidez con cimentaciones de menor tamaño.

El ángulo de rozamiento interno tiene una influencia baja en el resultado final, puesto que, tomando cualquier terreno con profundidad de estrato rígido y módulo de elasticidad constantes, la variación del ángulo de rozamiento interno no implica variaciones drásticas en el diámetro necesario para la cimentación. En algunos casos puede ser necesario un pequeño aumento del diámetro de la cimentación (1 m) cuando disminuye el ángulo de rozamiento interno. El ángulo de rozamiento interno, al ser el único parámetro del terreno determinante en el cálculo analítico de los coeficientes de seguridad frente al hundimiento, deslizamiento y vuelco, determina el comportamiento de la cimentación frente a estos criterios. Como en ningún caso, en la cimentación de contrafuertes, estos criterios son dominantes en el dimensionamiento, la influencia del ángulo de rozamiento interno en el dimensionamiento es menor que los otros dos parámetros analizados.

El diámetro mínimo de par la cimentación de contrafuertes, correspondiente con los casos donde el terreno es de mejor calidad, es de 20 m. A continuación, se van a analizar los resultados en pequeños tramos, para su correcta comparación.

4.1. COMPARATIVA DE LOS RESULTADOS CON MÓDULO DE ELASTICIDAD CONSTANTE.

En esta comparativa se van a analizar los resultados del análisis en 4 grupos diferenciados, correspondientes a cada uno de los valores del módulo de elasticidad. Esta comparación servirá para analizar la influencia que tiene la profundidad del estrato rígido en el cálculo de las dimensiones de la cimentación dentro de cada grupo, y la influencia del módulo de elasticidad comparando los grupos entre sí.

Se empezará analizando el caso del módulo de elasticidad más pequeño de todos, $E=50$ MPa.

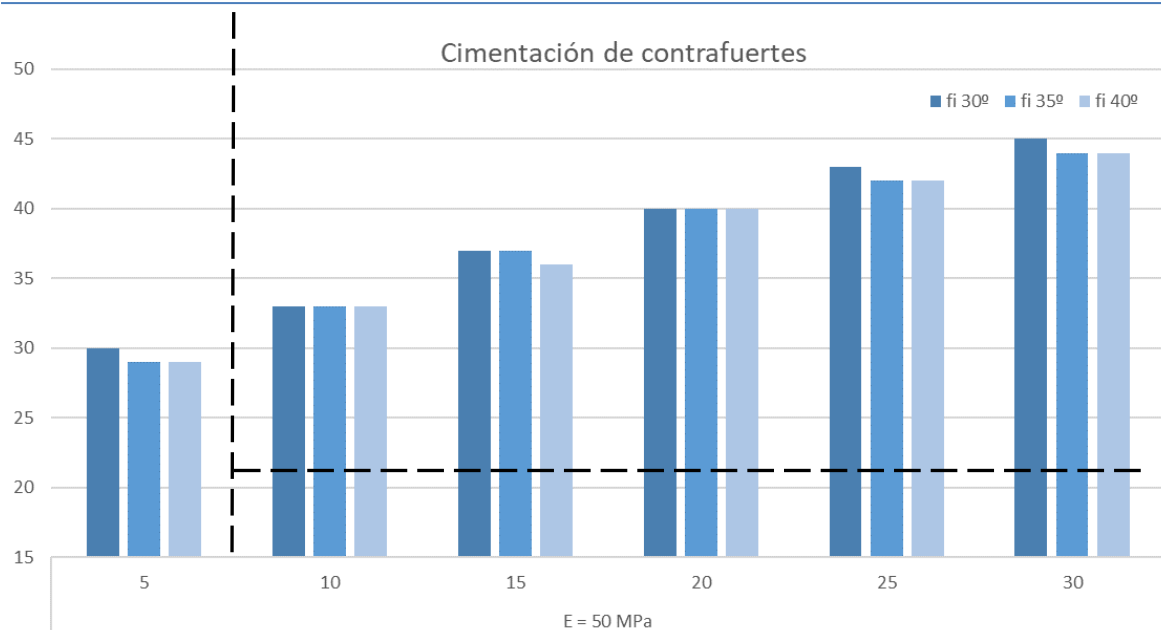


Figura 6.7. Resultados para un valor constante de $E=50$ MPa.

Como se puede observar en la gráfica, aumentos de la distancia a la que se sitúa el estrato rígido desde el plano de cimentación producen incrementos sucesivos del diámetro necesario para cumplir todos los criterios. Como ya se ha explicado, para pequeñas profundidades en este material (5 m), el parámetro que domina el cálculo es el asiento, mientras que a partir de ahí el parámetro dominante será la rigidez rotacional.

La variación total del diámetro necesario va en este caso de los 29 a los 45 m, haciendo un total de 16 m de diferencia entre el valor más favorable y el más desfavorable.

A continuación, se va a analizar el caso de $E=100$ MPa.

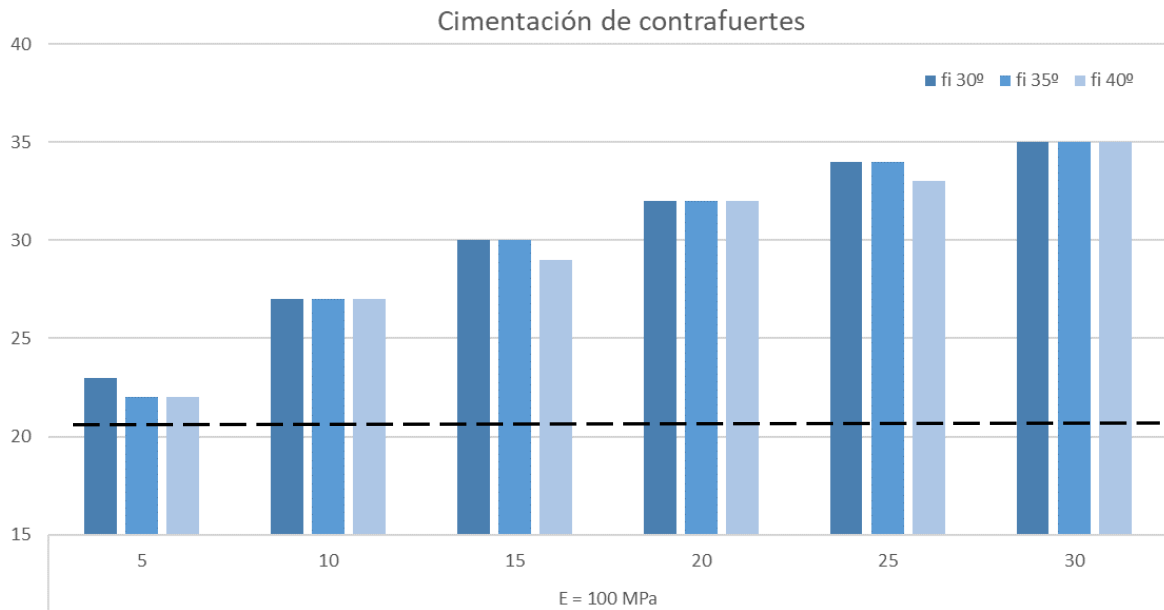


Figura 6.8. Resultados para un valor constante de $E=100$ MPa.

De igual forma que en el caso anterior, al observar la gráfica, los aumentos de la distancia a la que se sitúa el estrato rígido desde el plano de cimentación producen incrementos sucesivos del diámetro necesario para cumplir todos los criterios, debido a que el cálculo de las dimensiones también se sitúa en la zona donde el criterio de cálculo es la rigidez rotacional.

La variación total del diámetro en este caso va de los 22 a los 35 m, haciendo un total de 13 m de diferencia entre el valor más favorable y el más desfavorable. Con respecto al caso de $E=50$ MPa, se puede apreciar que un estrato más rígido reduce el valor del diámetro necesario.

A continuación, se va a analizar el caso de $E=200$ MPa.

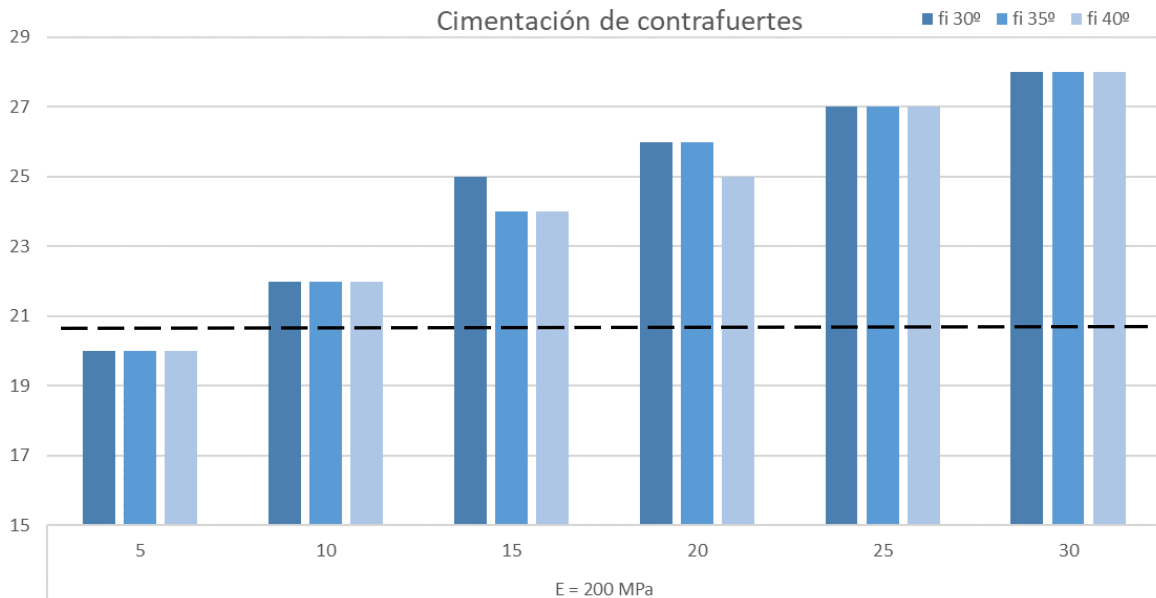


Figura 6.9. Resultados para un valor constante de $E=200$ MPa.

Al seguir aumentando la rigidez del estrato, se siguen reduciendo los valores del diámetro de cimentación necesario, situándose ahora el rango de los 20 a los 28 m, con una diferencia total de 8 m.

En este caso ya aparecen los primeros casos dominados por el levantamiento de la cimentación en la combinación de cargas cuasipermanente, correspondiente a los estratos de menor profundidad. El levantamiento de la cimentación depende más de la geometría de esta (las cargas deberán estar situadas en el núcleo central de la misma para que no se produzca levantamiento) que del propio terreno donde se cimenta, por lo que para todos los casos donde el levantamiento domina el cálculo, el valor del diámetro adoptado es de 20 m, valor a partir del cual se deja de producir levantamiento.

La presencia de dos criterios de cálculo distintos comprime los resultados, por lo que las variaciones totales de diámetro son menores. Cuando la rigidez rotacional vuelve a dominar el cálculo, vuelve a ser necesario aumentar el diámetro de la cimentación a medida que aumenta la profundidad a la que se sitúa el estrato rígido.

Por último, se va a analizar el caso de $E=500$ MPa.

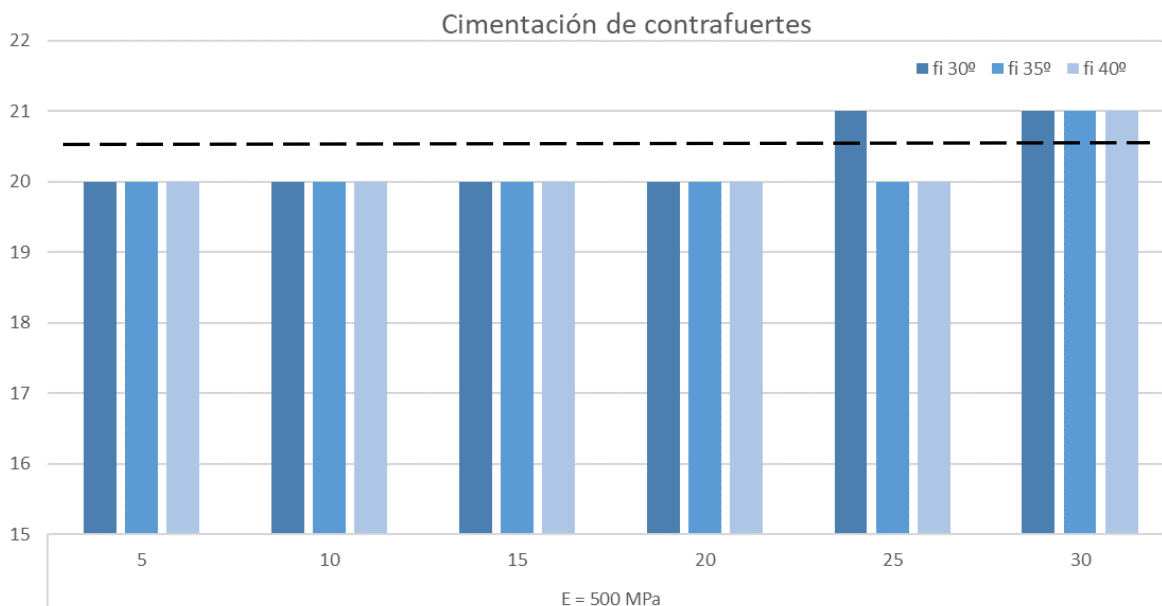


Figura 6.10. Resultados para un valor constante de $E=500$ MPa.

En este último caso, para gran parte de las profundidades analizadas, el criterio dominante es el levantamiento de la cimentación en combinación de cargas cuasipermanente, por lo que, como ya se ha explicado en el caso anterior, la solución en todos estos casos es de 20 m de diámetro. Para algunos casos en esta cimentación aparecen resultados dominados por la rigidez rotacional, donde será necesario ampliar un poco el diámetro de la misma. Se obtiene la conclusión de que, para terrenos de alto módulo de elasticidad, importa menos el resto de sus características, porque la alta competencia de estos terrenos implica que el cálculo de las dimensiones de una cimentación de contrafuertes para un aerogenerador en ellos va a estar muy limitada por el levantamiento de dicha cimentación, el cual es un criterio que va a depender principalmente de las cargas que llegan a la cimentación y no de terreno en el que se asienta. Cuando el terreno pierde competitividad (aumento de la profundidad), se empieza a notar la influencia de esta característica en el cálculo, apareciendo los primeros casos dominados por la rigidez rotacional.

Analizando todos los resultados en su conjunto, se puede apreciar que:

- La rigidez del terreno influye claramente en el resultado, es decir, cuanto mayor sea el módulo de elasticidad de este, menor será el diámetro necesario para la cimentación.
- La profundidad a la que se encuentre el estrato rígido también es un factor que influye de forma importante en el cálculo de la cimentación. Cuando la profundidad es pequeña, el espesor del estrato de terreno es también pequeño, por lo que la cercanía del estrato rígido va a suponer una mejora de las condiciones de rigidez total del terreno. Esto implica que a menor tamaño del estrato, mejores serán las condiciones del terreno y por tanto menor el diámetro necesario para disponer la cimentación.
- El ángulo de rozamiento interno del material, aunque influye en el resultado, lo hace de una manera claramente menos importante que los otros dos factores.

CAPÍTULO 7. CIMENTACIÓN DE JABALCONES.

1. INTRODUCCIÓN.

La última cimentación especial que analizar es la cimentación de jabalcones. Esta cimentación se basa en sustituir los contrafuertes de la cimentación anterior por unas vigas de hormigón pretensado que sean capaces de transmitir las cargas que llegan a la cimentación a la losa inferior, reduciendo aún más el hormigón utilizado y sustituyéndolo por un relleno de tierras procedente de la propia excavación de la cimentación.

2. FORMA Y PROCESO CONSTRUCTIVO.

La cimentación de jabalcones está formada por dos losas de hormigón, una situada en la zona de contacto de la estructura con el terreno, y la otra en la parte superior de la misma. Estas dos losas están unidas por un fuste hueco de hormigón, y por una serie de vigas pretensadas que servirán para transmitir la carga y aportar rigidez al conjunto. El pretensado se ancla a ambas losas de hormigón con el objetivo de solidarizar el funcionamiento de la estructura. Por encima de la losa de anclaje superior se continúa con el fuste de hormigón, al que se anclará la torre del aerogenerador.

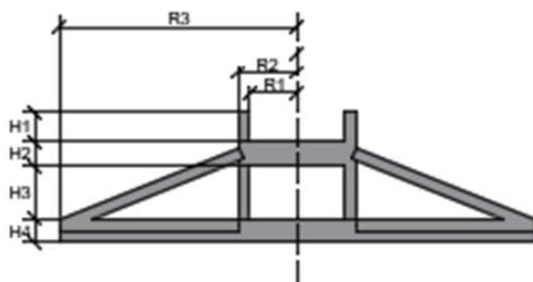


Figura 7.1. Sección de la cimentación de jabalcones.

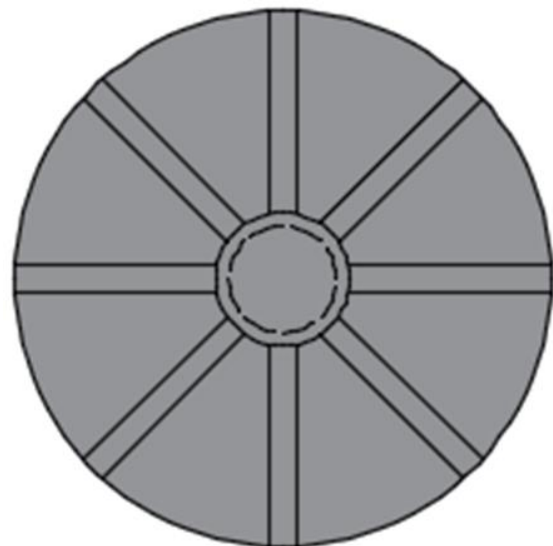


Figura 7.2. Planta de la sección de jabalcones.

La cimentación va enterrada en toda la profundidad para obtener un peso de tierras mayor que contribuya con la estabilidad de esta. Como se puede apreciar, para la definición de la cimentación será necesario definir los tres radios y las diferentes alturas de esta, así como las dimensiones de los jabalcones. Como valores previos, se ha optado porque $R1=3,5$ m debido a que el diámetro de la torre es de 6 m, y que $H1$, $H2$ y $H4$ sean cada una igual a 1 m.

La cimentación está formada por una losa inferior de altura $H4=1$ m, una losa superior de $H2=1$ m, y un sistema de anclaje con la torre en forma de anillo de $H1=1$ m. Como esta cimentación precisa que su altura sea proporcional a su diámetro debido a que, como ya se ha visto, es necesario garantizar que el ángulo de los jabalcones sea cercano a 45° , la altura $H3$ será variable en cada una de las soluciones, siguiendo la siguiente tabla de proporcionalidad.

Diámetro	H3	H Total	Diámetro	H3	H Total
17	4,5	7,5	30	11	14
18	5	8	31	11,5	14,5
19	5,5	8,5	32	12	15
20	6	9	33	12,5	15,5
21	6,5	9,5	34	13	16
22	7	10	35	13,5	16,5
23	7,5	10,5	36	14	17
24	8	11	37	14,5	17,5
25	8,5	11,5	38	15	18
26	9	12	39	15,5	18,5
27	9,5	12,5	40	16	19
28	10	13	41	16,5	19,5
29	10,5	13,5	42	17	20

Tabla 7.1. Proporcionalidad entre diámetro y altura de la cimentación de jabalcones.

La altura variable de la cimentación se realizará mediante anillos prefabricados, que tendrán un radio exterior de como ya se ha visto 3,5 m, y un radio interior de $R1=2$ m. Además se dispondrán 8 jabalcones prefabricados de 1X1 m de sección y la longitud necesaria en cada caso para poder llevarlos de la losa inferior a la superior.

El proceso constructivo de la cimentación empieza por realizar toda la excavación necesaria para la misma. A continuación, se procede a disponer un hormigón de limpieza para realizar el contacto entre el terreno y la losa de cimentación. Una vez dispuesto el hormigón de limpieza, se realiza el encofrado y la disposición de la armadura necesaria en la losa de cimentación, así como los sistemas necesarios para la conexión de la losa con los jabalcones y el fuste central de la cimentación. A continuación, se verterá y vibrará el hormigón de la losa, retirando el encofrado cuando este alcance la resistencia necesaria. Previa o posteriormente al paso anterior se dispondrán las piezas prefabricadas que formarán el fuste central, realizando su correcta unión con la losa de cimentación. A continuación, se procederá al relleno del fuste central con material de la excavación y a la colocación de las vigas prefabricadas que formaran los jabalcones. Una vez colocadas, se realiza el pretensado de las vigas y su anclaje con la losa de cimentación y con el fuste central. El paso siguiente consiste en realizar la losa superior de cierre y empezar el relleno del exterior de la cimentación con material de la excavación. El fuste deberá llevar incorporados en cabeza los sistemas para el correcto anclado de la torre del aerogenerador. El excedente de tierras que se obtenga habrá que llevarlo a vertedero.

3. CÁLCULO DE LAS DIMENSIONES DE LA CIMENTACIÓN.

3.1. PROCESO DE CÁLCULO.

El punto de partida para el cálculo de las dimensiones de la cimentación de jabalcones es el resultado de la cimentación de contrafuertes en cada terreno diferente. Como se ha visto en el capítulo 3, el resultado pasa por aumentar mucho la altura de la cimentación para obtener el ángulo requerido en la disposición de los jabalcones. Aumentando la altura de la cimentación hasta conseguir un ángulo de los jabalcones de entorno a 45° y manteniendo el diámetro, se sustituyen en el cálculo los contrafuertes por las vigas de menores dimensiones, transformando la diferencia en material de relleno. Al igual que en todas las cimentaciones, trabajando con los diferentes terrenos, se ha comprobado que los tres criterios que actúan como limitantes dependiendo del tipo de terreno son el asiento máximo, la rigidez rotacional, y el levantamiento de la cimentación en el estado de cargas cuasipermanente. En el caso de la cimentación de jabalcones, por ser la única con elementos pretensados, habrá dos combinaciones de carga cuasipermanente, la cuasipermanente mayorada, que utilizará un coeficiente de 1,1 para el pretensado, y la cuasipermanente sin mayorar, que utilizará un valor de 0,68 para el mismo coeficiente de combinación. Es necesario aclarar que frente al cálculo analítico de los coeficientes de seguridad, debido a tratarse de un pretensado simétrico, sin excentricidad, y tesado desde los dos extremos del jabalcón, las cargas del pretensado se contrarrestan y por tanto no habrá que tenerlas en cuenta, por lo que el cálculo de las dos combinaciones cuasipermanentes solo será necesario realizarla con respecto a los criterios específicos analizados con Midas Civil (asiento, levantamientos y rigidez rotacional), debido a que el pretensado si afecta a la deformación de la estructura.

El resultado buscado consiste en aquel, que cumpliendo con el requisito del criterio limitante mínimo o máximo según cual sea, en su combinación de cargas, el valor de este parámetro sea el más cercano al valor límite posible para así minimizar las dimensiones de la cimentación y con ello minimizar el uso de materiales.

Para el cálculo de la cimentación de jabalcones se han utilizado las siguientes hojas de cálculo:

- Cálculo según DNV. Cimentación de jabalcones: Excel donde partiendo de los datos de cargas externas y de las dimensiones de la cimentación, se obtienen los resúmenes de carga para introducir en los diferentes softwares, y en el que se calcula analíticamente el cumplimiento de los distintos coeficientes de seguridad (hundimiento, deslizamiento y vuelco).
- Resultados. Cimentación de jabalcones: Resultados de Plaxis para la obtención del Módulo de Balasto según cada caso de carga y de Midas para el cálculo de la rigidez rotacional y el asiento máximo de la cimentación.

- Pretensado jabalcones: Excel de cálculo del pretensado a introducir en el programa Midas Civil. Este Excel sirve para estimar el número de torones por jabalcón partiendo de las cargas máximas a compensar y de las características del acero de pretensado

En el proceso de obtención de los resultados, se han realizado diversas pruebas con distintos valores para los radios y alturas de la cimentación. Este proceso se ha realizado empezando con el terreno de mejores características (estrato rocoso a menor profundidad, ángulo de rozamiento interno mayor y módulo de elasticidad mayor), y una vez obtenido el resultado para este terreno, utilizar dicho resultado como punto de partida para el cálculo del siguiente terreno, que, al ser de peores características, va a requerir aumentar el tamaño de la cimentación. Como cambiar el tamaño de la cimentación implica cambios en las cargas que se transmitirán al terreno, el proceso de optimización de la cimentación pasará por realizar todos los modelos necesarios en Midas y Plaxis para poder obtener los resultados. El proceso para obtener los resultados en cada una de las pruebas es el siguiente:

1. Cálculo de las dimensiones efectivas de la cimentación y de las cargas a introducir tanto en Plaxis como en Midas para cada combinación y caso de carga (Excel Cálculo según DNV. Cimentación de jabalcones). Estos resultados se presentan en la hoja Resumen de cargas de dicho Excel.
2. Cálculo del pretensado de los jabalcones (Excel Pretensado jabalcones)
3. Realización del modelo en Plaxis para la obtención de los resultados de tensión y deformación con los que calcular el Módulo de Balasto.
4. Cálculo del Módulo de Balasto (Excel Resultados. Cimentación de jabalcones).
5. Realización del modelo en Midas para la obtención del valor de la rigidez rotacional, el asiento máximo y el levantamiento de la cimentación propuesta.
6. Cálculo de la rigidez rotacional (Excel Resultados. Cimentación de jabalcones).
7. Optimización de la cimentación: Si el resultado obtenido alguno de los criterios de cálculo de las dimensiones no es suficiente, (baja rigidez rotacional, asiento excesivo, levantamientos no permitidos), será necesario aumentar las dimensiones de la cimentación para poder cumplirlo y realizar el proceso de nuevo. Si todos los valores se encuentran por encima, se intentará reducir el tamaño de la cimentación y comprobar si aún se cumplen los criterios. El resultado final se encontrará cuando no sea posible reducir más las dimensiones de la cimentación cumpliendo con todos los criterios.
8. Comprobar el cumplimiento de los criterios de hundimiento, deslizamiento y vuelco.

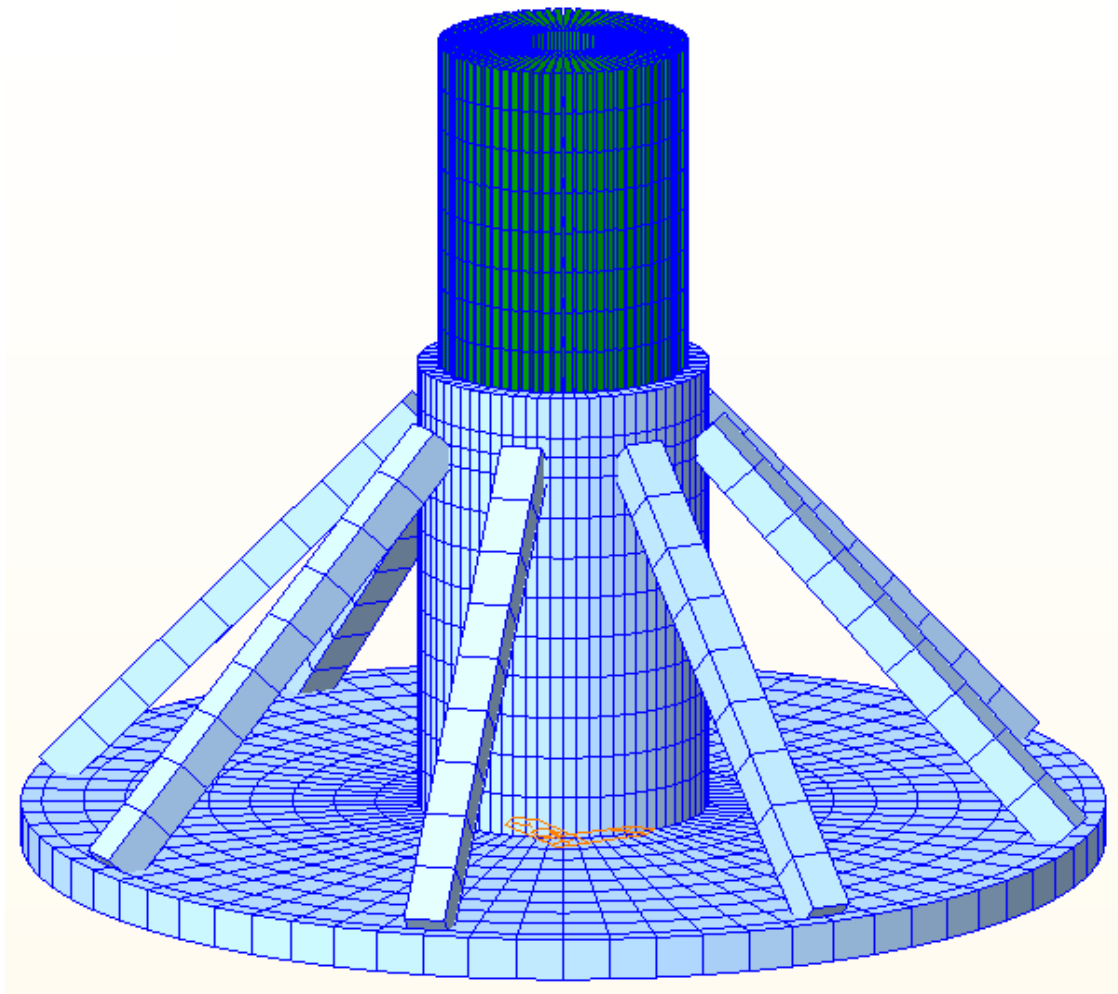


Figura 7.3. Cimentación de jabalcones.

3.2. COMPROBACIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO.

Una vez calculada la cimentación, será necesario comprobar el cumplimiento de todos los criterios de diseño especificados en el capítulo 3. Aunque se han comprobado todos los criterios en todos los 72 terrenos diferentes, a continuación, se presentan los resultados de un solo terreno, correspondiente al terreno de estrato a 25 m, módulo de elasticidad de 200 MPa y ángulo de rozamiento interno de 30°. Se trata de una cimentación de 13 m de altura y de 28 m de diámetro. Esta cimentación llevará asociada un pretensado que ha sido calculado según el proceso antes descrito.

Características del acero			
f_{pmax} (N/mm ²)	1.900	Area torón 0.6" (mm ²)	140
f_{pyk} (N/mm ²)	1.710	Nº torones por jabalcón	19
E_p (N/mm ²)	195.000	Diámetro vaina (mm)	100

Tabla 7.2. Resultados de pretensado de la cimentación de 28 m de diámetro.

3.2.1. HUNDIMIENTO DE LA CIMENTACIÓN.

En el capítulo 3 ya se ha detallado como se ha realizado el cálculo del coeficiente de seguridad frente al hundimiento utilizando el procedimiento de la publicación (Guidelines for Design of Wind Turbines), y comprobando los resultados con los valores de la (Guía de cimentaciones en obras de carretera).

Los resultados vienen detallados en la pestaña Coeficientes de Seguridad de la hoja de cálculo Excel Cálculo según DNV. Cimentación de jabalcones de cada terreno. El cálculo del coeficiente se ha realizado para cada una de las combinaciones de carga y dentro de ellas para cada uno de los casos de carga.

HUNDIMIENTO	Fz mín	Fz máx	Mz mín	Mz máx	Fxy mín	Fxy máx	Mxy mín	Mxy máx
Extrema Nmax	20,17	20,54	20,14	20,33	21,22	18,88	21,32	18,88
Extrema Nmin	26,31	26,95	26,24	26,58	28,14	24,08	28,32	24,08
Característica	26,56	27,16	26,53	26,82	28,17	24,65	28,33	24,65
Cuasipermanente	27,19	27,19	27,28	27,48	28,27	25,80	28,35	25,80

Tabla 7.3. Coeficientes de seguridad frente al hundimiento según combinación y caso de carga.

Para el análisis del cumplimiento de los coeficientes de seguridad, se ha obtenido el valor mínimo de dicho coeficiente según cada combinación de carga y se ha comparado este valor con el valor de referencia de la (Guía de cimentaciones en obras de carretera). En el caso del hundimiento de la cimentación de jabalcones, el valor mínimo se corresponde con el caso de carga de flector y cortante máximo (casos Fxy máx y Mxy máx, que son equivalentes, pues las cargas aplicadas son las mismas en ambos). El valor mínimo del coeficiente de seguridad frente al hundimiento se produce en este caso debido a que la excentricidad, que es máxima en este caso, reduce las dimensiones efectivas de la cimentación, lo suficiente como para ser más restrictivo que la diferencia de carga vertical con el caso de carga Fz min, caso de mayor carga vertical.

HUNDIMIENTO	Valor mínimo	Valor de referencia GC	Estado
Extrema Nmax	18,88	2,2	Cumple
Extrema Nmin	24,08	2,2	Cumple
Característica	24,65	2,6	Cumple
Cuasipermanente	25,80	3	Cumple

Tabla 7.4. Cumplimiento del coeficiente de seguridad frente al hundimiento.

3.2.2. DESLIZAMIENTO EN EL PLANO DE CIMENTACIÓN.

En el capítulo 3 ya se ha detallado como se ha realizado el cálculo del coeficiente de seguridad frente al deslizamiento utilizando el procedimiento de la publicación (Guidelines for Design of Wind Turbines), y comprobando los resultados con los valores de la (Guía de cimentaciones en obras de carretera).

Los resultados vienen detallados en la pestaña Coeficientes de Seguridad de la hoja de cálculo Excel Cálculo según DNV. Cimentación de jabalcones. El cálculo del coeficiente se ha realizado

para cada una de las combinaciones de carga y dentro de ellas para cada uno de los casos de carga.

DESPLAZAMIENTO	Fz mín	Fz máx	Mz mín	Mz máx	Fxy mín	Fxy máx	Mxy mín	Mxy máx
Extrema Nmax	56,05	82,16	43,00	46,49	311,08	47,20	817,26	47,20
Extrema Nmin	42,23	61,75	32,33	34,98	234,06	35,51	614,95	35,51
Característica	47,61	69,59	36,49	39,77	266,71	37,62	687,74	37,62
Cuasipermanente	83,37	121,57	64,58	75,60	519,61	46,18	1136,14	46,18

Tabla 7.5. Coeficientes de seguridad frente al deslizamiento según combinación y caso de carga.

Para el análisis del cumplimiento de los coeficientes de seguridad, se ha obtenido el valor mínimo de dicho coeficiente según cada combinación de carga y se ha comparado este valor con el valor de referencia de la (Guía de cimentaciones en obras de carretera). En el caso del deslizamiento de la cimentación de jabalcones, el valor mínimo se corresponde con el caso de carga de momento torsor Mz min, con la excepción de la combinación cuasipermanente, donde se produce en el caso de momento y cortante máximo Fxy máx – Mxy máx. El valor mínimo del coeficiente de seguridad frente al deslizamiento de la cimentación de jabalcones se produce en estos casos debido a que se trata de los casos con más carga horizontal efectiva aplicada.

DESPLAZAMIENTO	Valor mínimo	Valor de referencia GC	Estado
Extrema Nmax	43,00	1,1	Cumple
Extrema Nmin	32,33	1,1	Cumple
Característica	36,49	1,3	Cumple
Cuasipermanente	46,18	1,5	Cumple

Tabla 7.6. Cumplimiento del coeficiente de seguridad frente al deslizamiento

3.2.3. VUELCO DE LA CIMENTACIÓN.

En el capítulo 3 ya se ha detallado como se ha realizado el cálculo del coeficiente de seguridad frente al vuelco utilizando el procedimiento de la (Guía de cimentaciones en obras de carretera), y comprobando los resultados con los valores de esta.

Los resultados vienen detallados en la pestaña Coeficientes de Seguridad de la hoja de cálculo Excel Cálculo según DNV. Cimentación de jabalcones. El cálculo del coeficiente se ha realizado para cada una de las combinaciones de carga y dentro de ellas para cada uno de los casos de carga.

Como ya se ha especificado, se ha calculado tanto el coeficiente frente al vuelco rígido, como el coeficiente frente al vuelco plástico.

VUELCO	Fz mín	Fz máx	Mz mín	Mz máx	Fxy mín	Fxy máx	Mxy mín	Mxy máx
VUELCO RÍGIDO								
Extrema Nmax	118,09	173,41	90,56	98,46	665,87	95,11	1751,88	95,11
Extrema Nmin	88,47	129,68	67,68	73,77	500,77	70,09	1318,20	70,09
Característica	100,12	146,65	76,71	84,12	570,81	75,32	1474,23	75,32
Cuasipermanente	176,57	257,81	136,74	160,69	1112,72	94,84	2435,43	94,84
VUELCO PIÁSTICO								
Extrema Nmax	112,14	164,86	85,99	93,57	634,44	89,80	1669,72	89,80
Extrema Nmin	85,04	124,78	65,05	70,96	482,94	66,96	1271,66	66,96
Característica	96,29	141,17	73,76	80,95	550,52	72,08	1422,19	72,08
Cuasipermanente	170,01	248,40	131,68	154,79	1073,32	91,03	2349,53	91,03

Tabla 7.7. Coeficientes de seguridad frente al vuelco según combinación y caso de carga.

Para el análisis del cumplimiento de los coeficientes de seguridad, se ha obtenido el valor mínimo de dicho coeficiente según cada combinación de carga y se ha comparado este valor con el valor de referencia de la (Guía de cimentaciones en obras de carretera). En el caso del vuelco de la cimentación de jabalcones, el valor mínimo se corresponde con el caso de carga de momento torsor M_z min para las combinaciones extremas y el de momento y cortante máximo F_{xy} máx – M_{xy} máx para el resto de las combinaciones. El valor mínimo del coeficiente de seguridad frente al vuelco de la cimentación de jabalcones se produce en estos casos debido a que se trata del caso con más carga horizontal aplicada, con pequeñas variaciones en las cargas verticales de cada uno de ellos, lo que hace que el vuelco se decante hacia un caso u otro.

VUELCO	Valor mínimo	Valor de referencia GC	Estado
VUELCO RÍGIDO			
Extrema Nmax	90,56	1,5	Cumple
Extrema Nmin	67,68	1,5	Cumple
Característica	75,32	1,8	Cumple
Cuasipermanente	94,84	2	Cumple
VUELCO PIÁSTICO			
Extrema Nmax	85,99	1,1	Cumple
Extrema Nmin	65,05	1,1	Cumple
Característica	72,08	1,3	Cumple
Cuasipermanente	91,03	1,5	Cumple

Tabla 7.8. Cumplimiento del coeficiente de seguridad frente al vuelco.

3.2.4. ASIENTO DE LA CIMENTACIÓN.

Otro criterio que cumplir es que el asiento máximo de la cimentación debe ser menor a 3 mm/m. Ya se ha visto el procedimiento de cálculo del asiento máximo, por lo que a continuación se presentan los resultados de asiento máximo en el caso de carga de momento máximo M_{xy} máx.

Asiento	
D (Nodo 4185) (mm)	-36,23
H estrato (m)	25,00
Asiento (mm/m)	1,45

Tabla 7.9. Asiento máximo de la cimentación.

Como se puede ver, no se supera el valor límite para esta cimentación.

3.2.5. RIGIDEZ ROTACIONAL.

El procedimiento para obtener el valor de la rigidez rotacional de la cimentación ya ha sido explicado anteriormente. El criterio de rigidez rotacional mínima de $2 \cdot 10^{11} \text{ N}\cdot\text{m}/\text{rad}$, como ya se ha visto, se corresponde con la combinación de cargas cuasipermanente, por lo que al existir pretensado se ha calculado el valor para las cargas cuasipermanentes mayoradas y para las cuasipermanentes sin mayorar. Como ya se ha comentado, el caso crítico es el de momento máximo M_{xy} máx.

Kr Qp Nmax	
D1 (Nodo 5131) (m)	-2,17E-02
D2 (Nodo 391) (m)	-2,46E-02
L (m)	6
δ (rad)	0,0004902
M (kN*m)	80.206,88
Fxy (kN)	1488,50
H (m)	13,00
M* (en base cimentación)	99557,417
Kr (N*m/rad) (M en base)	2,03E+11

Tabla 7.10. Rigidez rotacional de la cimentación en la combinación cuasipermanente Nmax.

Kr Qp Nmin	
D1 (Nodo 5131) (m)	-2,13E-02
D2 (Nodo 391) (m)	-2,43E-02
L (m)	6
δ (rad)	0,0004903
M (kN*m)	80.206,88
Fxy (kN)	1488,50
H (m)	13,00
M* (en base cimentación)	99557,417
Kr (N*m/rad) (M en base)	2,03E+11

Tabla 7.11. Rigidez rotacional de la cimentación en la combinación cuasipermanente Nmin

3.2.6. LEVANTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN EN COMBINACIÓN DE CARGAS CUASIPERMANENTE.

Con el objetivo del correcto funcionamiento de la cimentación, no se puede producir levantamiento de esta para la combinación de cargas cuasipermanente. La obtención de este resultado se ha realizado comprobando la existencia de reacciones verticales o no en el terreno.

A continuación, se presentan los resultados para la combinación cuasipermanente N_{max} :

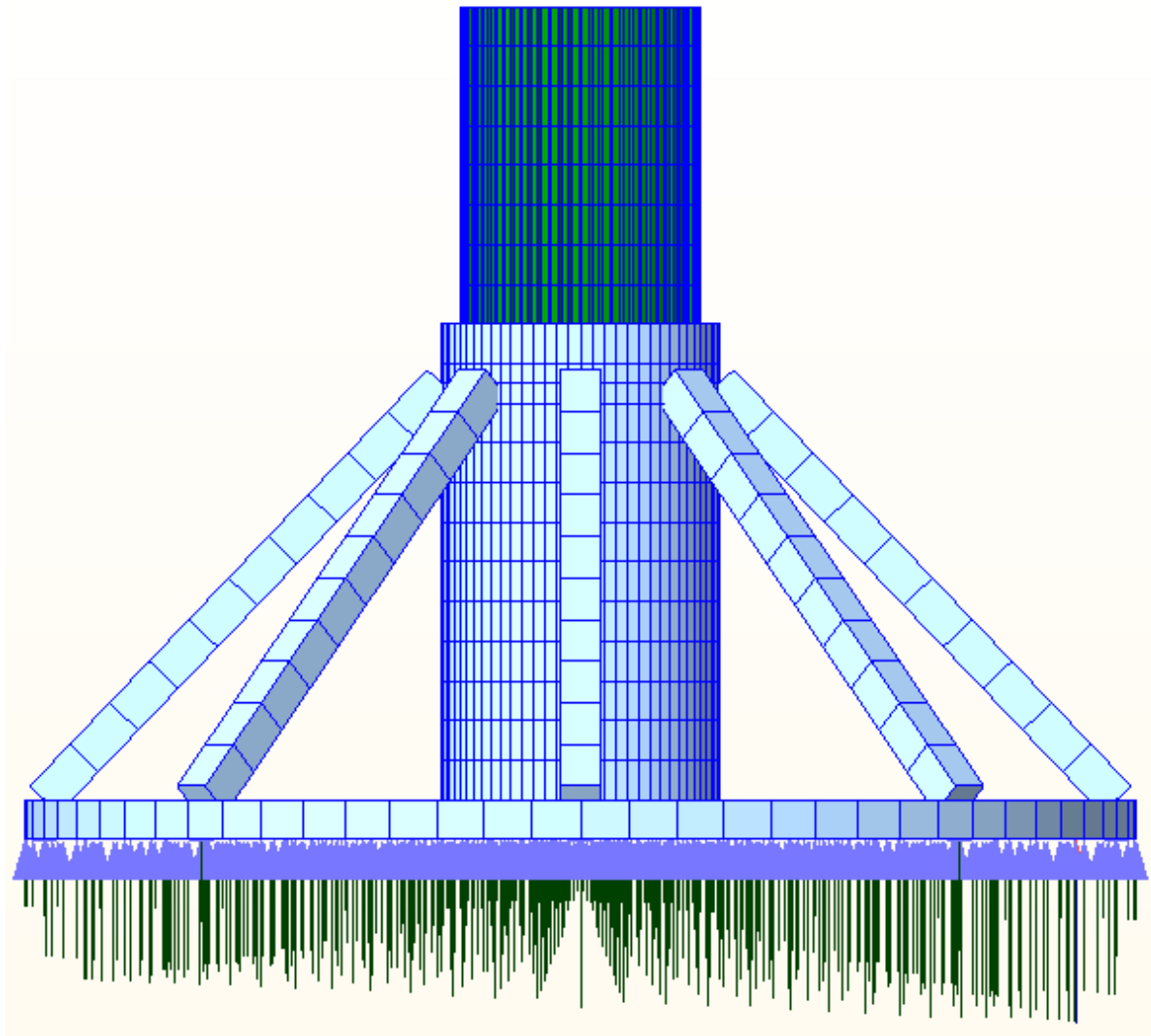


Figura 7.4. Levantamiento de la cimentación en la combinación cuasipermanente N_{max} .

También se presentan los resultados del levantamiento de la combinación cuasipermanente N_{min} :

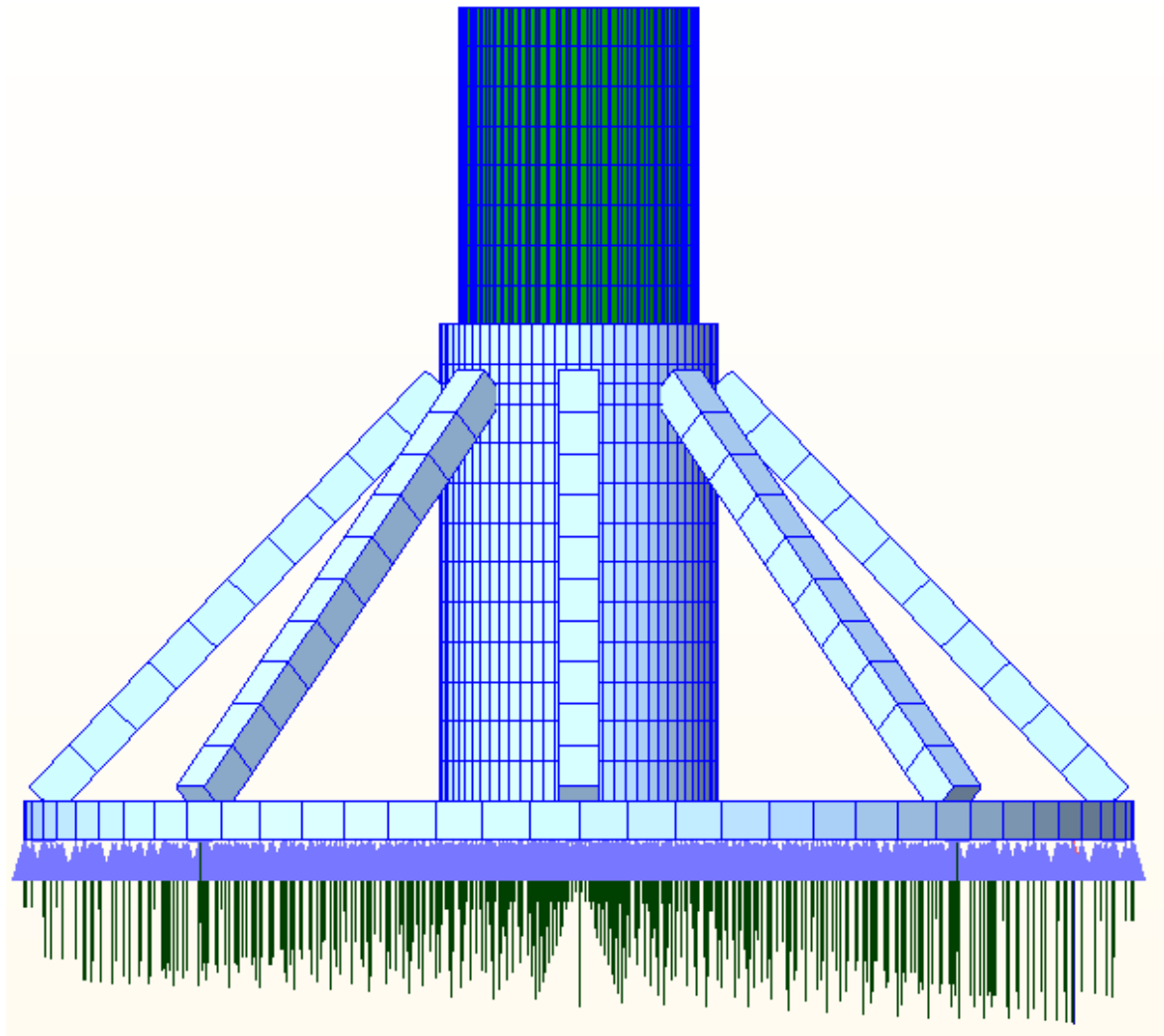


Figura 7.5. Levantamiento de la cimentación en la combinación cuasipermanente N_{min}

Como se puede comprobar, en ninguno de los casos se dejan de producir reacciones verticales en ningún punto del plano de cimentación, por lo que, en consecuencia, en la combinación de cargas cuasipermanente no se produce levantamiento.

3.2.7. LEVANTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN EN COMBINACIÓN DE CARGAS EXTREMA SIN MAYORAR.

Cuando la cimentación se ve sometida a una carga de valor extremo, se va a permitir que se produzca levantamiento, pues estas cargas de gran envergadura no ocurren de forma habitual. En el caso de las cargas extremas sin mayorar, se permite un levantamiento de la cimentación de un 50%.

Para el cálculo del levantamiento, se procederá a analizar el caso de la misma forma que se ha analizado el levantamiento en cuasipermanente, utilizando las reacciones verticales en el terreno. Para determinar si el levantamiento es menor al 50 % se analizará la extensión en la que se producen reacciones verticales, que deberá ser mayor al 50% de la extensión total de la cimentación.

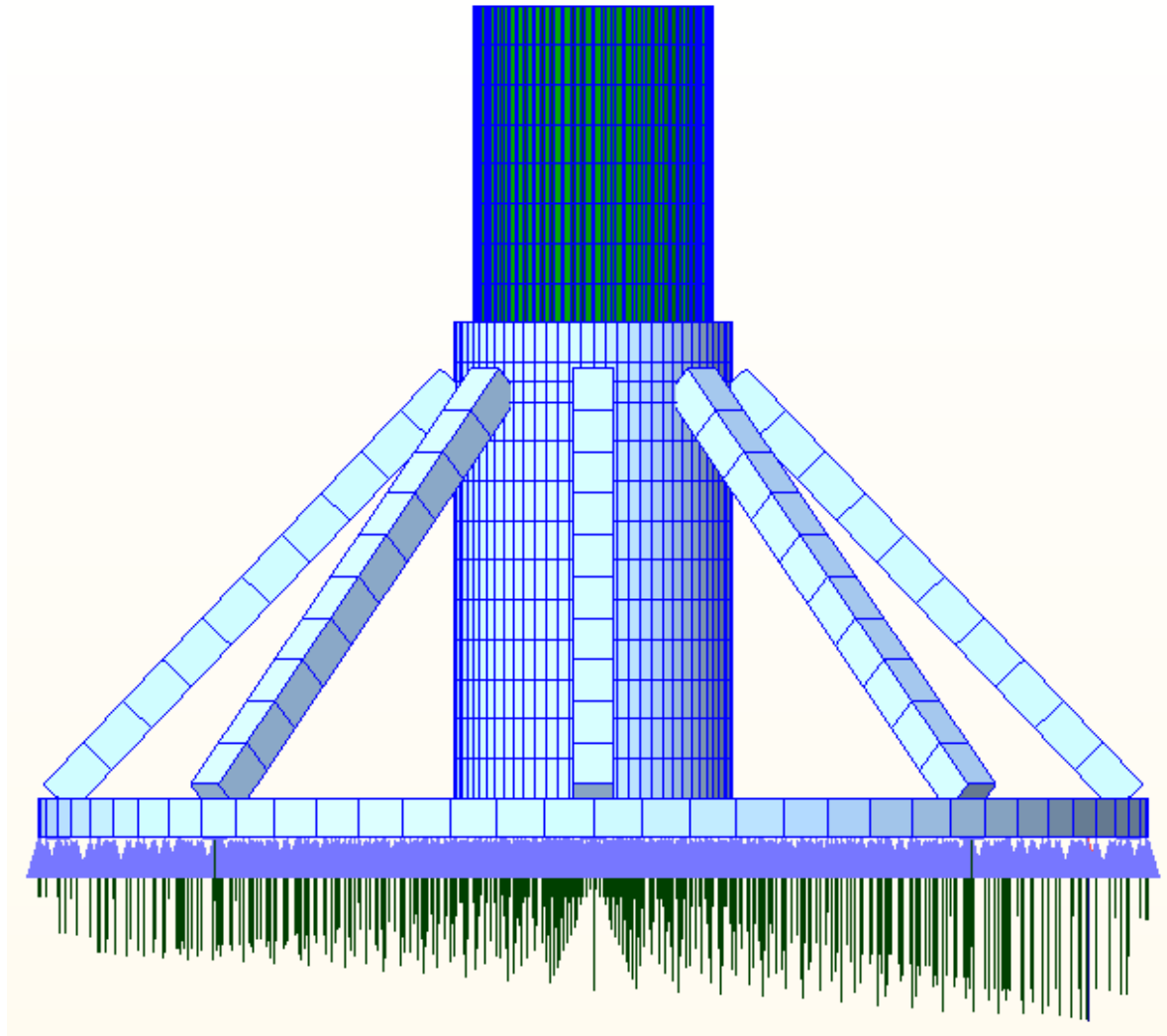


Figura 7.6. Levantamiento de la cimentación en la combinación Extrema Nmin

Como se puede apreciar, aún sigue sin producirse levantamiento, por lo que el criterio también se cumple.

4. RESULTADOS.

Hasta ahora se ha descrito la cimentación, se ha explicado el proceso de cálculo de las dimensiones en cada caso, y se han presentado los resultados de los criterios de cálculo para un terreno concreto con el objetivo de demostrar el cumplimiento de dichos criterios.

El trabajo en esta cimentación se ha realizado, como ya se ha visto, para 72 terrenos diferentes, con lo que tenemos un resultado de dimensiones de cimentación en cada uno de ellos.

A continuación, se presenta una gráfica que muestra el resultado del cálculo para cada uno de los terrenos existentes. Para que en la gráfica no exista una saturación de datos, también se presenta

una tabla con los mismos resultados. En la gráfica se representa en el eje horizontal cada uno de los terrenos a analizar, apareciendo diferentes códigos:

- Divisiones principales del eje horizontal: Estas divisiones crean 4 tramos diferentes en las gráficas correspondientes a los grupos formados por los terrenos de igual módulo de elasticidad (50, 100, 200 y 500 MPa).
- Divisiones secundarias del eje horizontal: Dentro de cada uno de los grupos formados por las divisiones principales, aparecen 6 divisiones secundarias que determinan la profundidad a la que se sitúa el estrato rocoso (5, 10, 15, 20, 25 y 30 m).
- Código de colores: En cada una de las 24 divisiones secundarias aparecen tres columnas, cada una de un color diferente, que indican el ángulo de rozamiento interno del terreno.

En el eje vertical se representa el diámetro de la cimentación para cada uno de los casos que se diferencian en el eje vertical.

Además de obtener el resultado calculando las dimensiones de la cimentación, se ha anotado en cada caso el criterio de cálculo que limita las dimensiones de la cimentación en cada uno de los terrenos. Con respecto a este criterio, la gráfica presenta tres zonas diferenciadas:

1. Zona donde el criterio limitante es el levantamiento de la cimentación en la combinación de cargas cuasipermanente, que se empezaría a producir si las dimensiones fueran menores.
2. Zona donde el criterio limitante es la rigidez rotacional, no suficiente si las dimensiones fueran menores.

Cimentación de Jabalcones				
Módulo de elasticidad E (Mpa)	Profundidad (m)	fi 30º	fi 35º	fi 40º
E = 50 MPa	5	-	-	-
	10	-	-	-
	15	-	-	-
	20	-	-	-
	25	-	-	-
	30	-	-	-
E = 100 MPa	5	-	-	-
	10	-	-	-
	15	-	-	-
	20	-	-	32
	25	-	-	34
	30	-	35	35
E = 200 MPa	5	19	19	19
	10	23	23	23
	15	26	25	25
	20	27	27	26
	25	28	28	28
	30	29	29	28
E = 500 MPa	5	19	19	19
	10	19	19	19
	15	20	20	19
	20	21	21	20
	25	22	22	21
	30	22	22	22

Tabla 7.12. Resultados de diámetro de la cimentación de jabalcones.

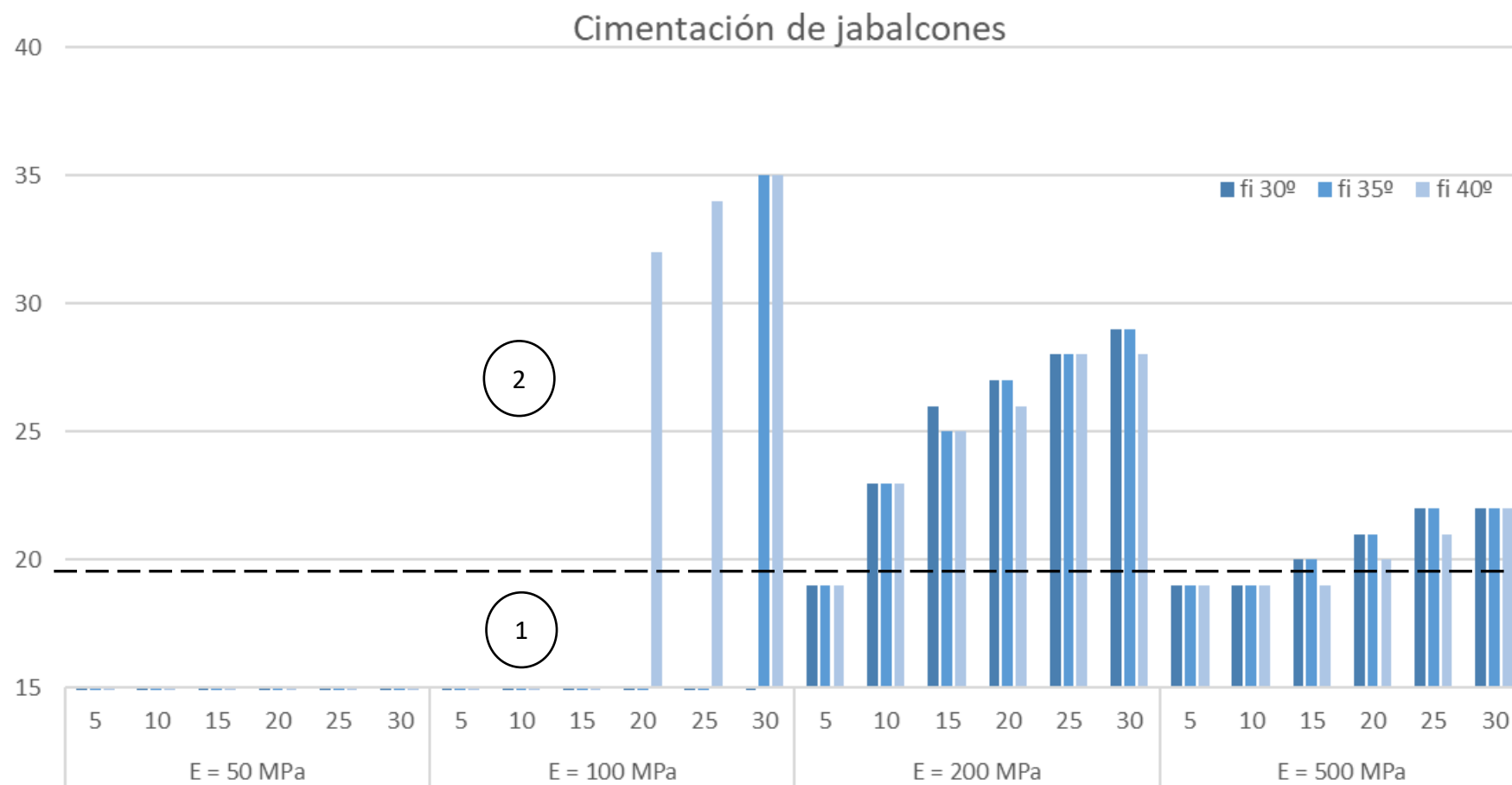


Figura 7.7. Resultados para la cimentación de jabalcones.

Como se puede ver, cuando el terreno tiene un bajo módulo de elasticidad no se puede disponer una cimentación de jabalcones. Cuando el módulo de elasticidad es medio, pero el estrato es poco profundo tampoco se puede disponer esta cimentación. La principal causa de esto es la proporcionalidad que debe existir en esta cimentación entre su diámetro y su altura, unido a que los criterios de asiento y de rigidez rotacional actúan de manera inversa. Cuando el módulo de elasticidad del terreno es bajo, esto implica una gran cimentación para conseguir cumplir el requisito de rigidez rotacional, pues se necesita una mayor rigidez en el conjunto, proporcionada por una cimentación mayor. El gran diámetro de la cimentación implica que dicha cimentación tendrá una mayor altura sobre el plano de cimentación, y por tanto un relleno de mayor tamaño, lo que implica que el plano de cimentación soporta una carga total mayor. En el resto de las cimentaciones, al no haber variación en altura, el exceso de carga era menor, y se compensaba con el aumento del diámetro, que implica una superficie de contacto mayor entre cimentación y terreno y por tanto la presión sobre el plano de cimentación disminuía, lo que disminuía también el asiento. En este caso, la carga total es mucho mayor, por lo que el incremento de superficie de contacto no es capaz de compensarla, generando así más asiento.

Las situaciones en las que existe solución son aquellas en las que el estrato es lo suficientemente rígido como para no necesitar una cimentación de jabalcones de gran dimensión, generando así un bajo asiento, o aquellos en los que el espesor del estrato sea lo suficientemente grande como para ser capaz de absorber la carga, siendo así admisible el asiento.

Los casos en los que existe solución están dominados por dos criterios distintos. Cuando los terrenos son de buena calidad (estratos pequeños y alto módulo de elasticidad), se puede apreciar que el criterio dominante es el levantamiento de la cimentación, puesto que el terreno es capaz de absorber las cargas sin grandes deformaciones, aumentando mucho la rigidez rotacional de la cimentación, mientras que, en los terrenos media, el criterio dominante es la rigidez rotacional, puesto que este no es capaz de generar dicha rigidez con cimentaciones de menor tamaño.

El ángulo de rozamiento interno tiene una influencia baja en el resultado final, puesto que, tomando cualquier terreno con profundidad de estrato rígido y módulo de elasticidad constantes, la variación del ángulo de rozamiento interno no implica variaciones drásticas en el diámetro necesario para la cimentación. Se ha comprobado también que cuando el módulo de elasticidad es de $E=100$ MPa, la variación del ángulo de rozamiento interno puede significar la existencia o no de solución si el estrato tiene una profundidad alta. En algunos casos puede ser necesario un pequeño aumento del diámetro de la cimentación (1 m) cuando disminuye el ángulo de rozamiento interno. El ángulo de rozamiento interno, al ser el único parámetro del terreno determinante en el cálculo analítico de los coeficientes de seguridad frente al hundimiento, deslizamiento y vuelco, determina el comportamiento de la cimentación frente a estos criterios. Como en ningún caso, en la cimentación de jabalcones, estos criterios son dominantes en el dimensionamiento, la influencia del ángulo de rozamiento interno en el dimensionamiento es menor que los otros dos parámetros analizados.

El diámetro mínimo de par la cimentación de jabalcones, correspondiente con los casos donde el terreno es de mejor calidad, es de 19 m. A continuación, se van a analizar los resultados en pequeños tramos, para su correcta comparación.

4.1. COMPARATIVA DE LOS RESULTADOS CON MÓDULO DE ELASTICIDAD CONSTANTE.

En esta comparativa se van a analizar los resultados del análisis en 4 grupos diferenciados, correspondientes a cada uno de los valores del módulo de elasticidad. Esta comparación servirá para analizar la influencia que tiene la profundidad del estrato rígido en el cálculo de las dimensiones de la cimentación dentro de cada grupo, y la influencia del módulo de elasticidad comparando los grupos entre sí.

Se empezaría analizando el caso del módulo de elasticidad más pequeño de todos, $E=50$ MPa, pero como ya se ha visto en la gráfica principal, para esta elasticidad no existen soluciones para la cimentación de jabalcones, por lo que se empezará analizando el caso de $E=100$ MPa.

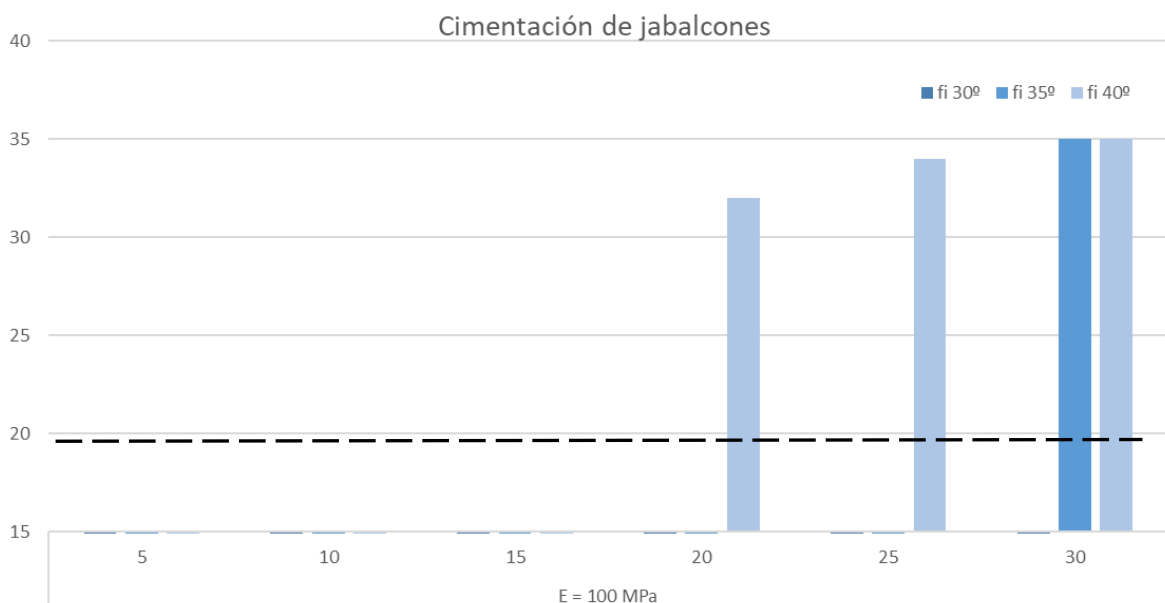


Figura 7.8. Resultados para un valor constante de $E=100$ MPa.

En el caso de módulo de elasticidad de $E=100$ MPa, se puede apreciar que, al contrario de todos los casos anteriores, el ángulo de rozamiento interno cobra importancia, puesto que para ángulos de 30° no existe solución, y con los aumentos progresivos de este ángulo empiezan a aparecer soluciones (en los casos de profundidad a la que se encuentra el estrato rígido de 30 m para un ángulo de rozamiento interno de 35° y de 20, 25 y 30 m en el ángulo de rozamiento interno de 40°).

Al observar la gráfica en el caso de ángulo de rozamiento interno de 40° , los aumentos de la distancia a la que se sitúa el estrato rígido desde el plano de cimentación producen incrementos

sucesivos del diámetro necesario para cumplir todos los criterios, debido a que el cálculo se sitúa en la zona donde el criterio de cálculo es la rigidez rotacional.

La variación total del diámetro en este caso va de los 32 a los 35 m, haciendo un total de 3 m de diferencia entre el valor más favorable y el más desfavorable.

A continuación, se va a analizar el caso de $E=200$ MPa.

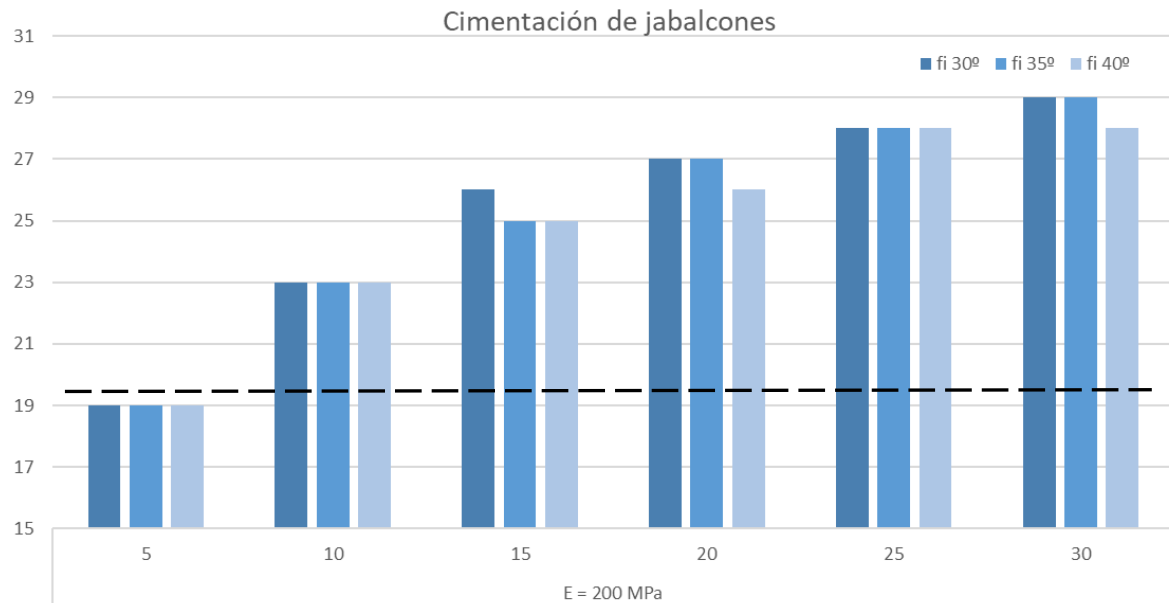


Figura 7.9. Resultados para un valor constante de $E=200$ MPa.

Al aumentar la rigidez del estrato, se reducen los valores del diámetro de cimentación necesario, situándose ahora el rango de los 19 a los 29 m, con una diferencia total de 10 m.

En este caso ya aparecen los primeros casos dominados por el levantamiento de la cimentación en la combinación de cargas cuasipermanente, correspondiente a los estratos de menor profundidad. El levantamiento de la cimentación depende más de la geometría de esta (las cargas deberán estar situadas en el núcleo central de la misma para que no se produzca levantamiento) que del propio terreno donde se cimenta, por lo que para todos los casos donde el levantamiento domina el cálculo de las dimensiones, el valor del diámetro adoptado es de 19 m, valor a partir del cual se deja de producir levantamiento.

Cuando la rigidez rotacional domina el cálculo de las dimensiones, es necesario aumentar el diámetro de la cimentación a medida que aumenta la profundidad a la que se sitúa el estrato rígido.

Por último, se va a analizar el caso de $E=500$ MPa.

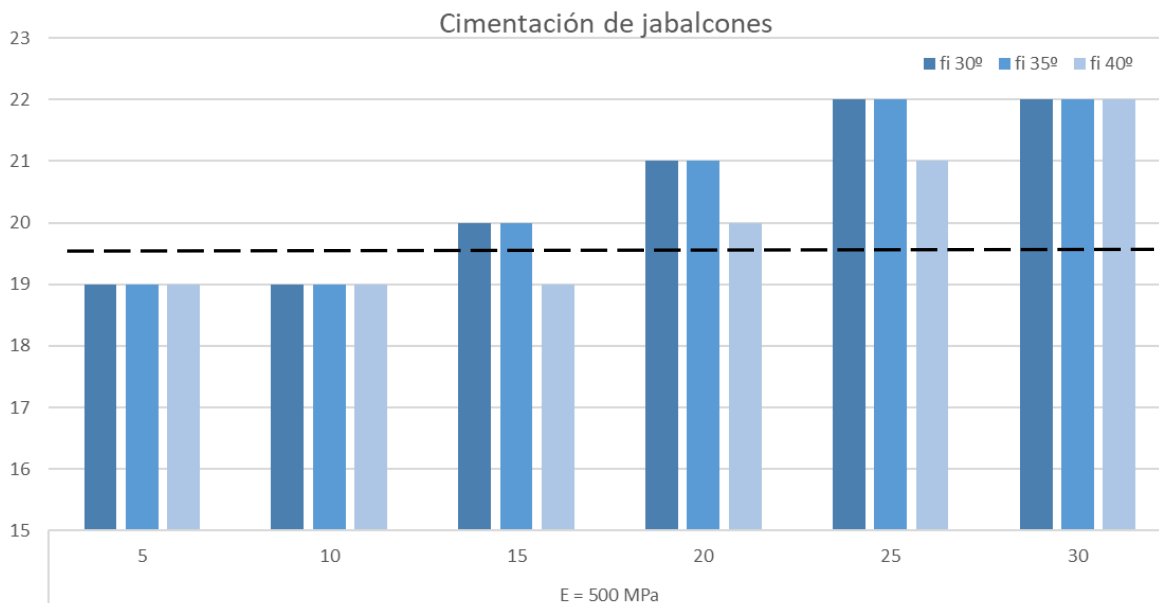


Figura 7.10. Resultados para un valor constante de $E=500$ MPa.

En este último caso, para algunas de las profundidades analizadas, el criterio dominante es el levantamiento de la cimentación en combinación de cargas cuasipermanente, por lo que, como ya se ha explicado en el caso anterior, la solución en todos estos casos es de 20 m de diámetro. Para otros casos en esta cimentación aparecen resultados dominados por la rigidez rotacional, donde será necesario ampliar un poco el diámetro de la misma. Se obtiene la conclusión de que, para terrenos de alto módulo de elasticidad, importa menos el resto de sus características, porque la alta competencia de estos terrenos implica que el cálculo de las dimensiones de una cimentación de jabalcones para un aerogenerador en ellos va a estar muy limitada por el levantamiento de dicha cimentación, el cual es un criterio que va a depender principalmente de las cargas que llegan a la cimentación y no de terreno en el que se asienta. Cuando el terreno pierde competitividad (aumento de la profundidad), se empieza a notar la influencia de esta característica en el cálculo, apareciendo algunos casos dominados por la rigidez rotacional.

Analizando todos los resultados en su conjunto, se puede apreciar que:

- La cimentación de jabalcones es una cimentación que, siguiendo los criterios para su disposición seguidos en este documento, solo se podrá disponer en terrenos de buenas características, que necesiten poco tamaño de cimentación, o en aquellos que, necesitando un gran tamaño de cimentación, su estrato flexible tenga el espesor suficiente como para poder absorber los asientos. A este respecto, en terrenos frontera, donde se puede dar o no solución, el ángulo de rozamiento interno del terreno es una característica importante, que puede significar la diferencia entre poder disponer esta cimentación o no.
- Si el terreno tiene las características necesarias para poder disponer la cimentación de jabalcones en él, se aprecian las siguientes características con respecto a los parámetros del terreno analizados:

- La rigidez del terreno influye claramente en el resultado, es decir, cuanto mayor sea el módulo de elasticidad de este, menor será el diámetro necesario para la cimentación.
- La profundidad a la que se encuentre el estrato rígido también es un factor que influye de forma importante en el cálculo de la cimentación. Cuando la profundidad es pequeña, el espesor del estrato de terreno es también pequeño, por lo que la cercanía del estrato rígido va a suponer una mejora de las condiciones de rigidez total del terreno. Esto implica que a menor tamaño del estrato, mejores serán las condiciones del terreno y por tanto menor el diámetro necesario para disponer la cimentación.
- El ángulo de rozamiento interno del material, aunque influye en el resultado, lo hace de una manera claramente menos importante que los otros dos factores.

CAPÍTULO 8.

ANÁLISIS COMPARATIVO DE CIMENTACIONES.

1. INTRODUCCIÓN.

Con todas las tipologías de cimentaciones calculadas en todos los terrenos, es posible realizar una comparación entre ellas, para así comprobar la idoneidad de la disposición de una u otra tipología.

La comparativa principal realizada consiste en la comparación según el diámetro de la cimentación, comparativa que se realizará directamente comparando los resultados obtenidos en los apartados anteriores.

Además, con las dimensiones de cada cimentación y otros datos como los tipos de elementos que las conforman (“in situ” o prefabricados), se va a calcular otros parámetros importantes para realizar la comparación, que permitirán realizar una comparación en términos de economía y tiempo, puesto que, por ejemplo, para una excavación parecida, siempre llevará más tiempo disponer hormigón “in situ” frente a elementos prefabricados, pues el primero necesita su tiempo de vertido y fraguado, mientras que los segundos solo los hay que colocar.

Antes de realizar la comparativa completa entre las cimentaciones, se va a detallar el cálculo de cada uno de los parámetros en cada una de las cimentaciones y para cada una de las soluciones.

2. PARÁMETROS DE COMPARACIÓN ENTRE CIMENTACIONES.

Los parámetros que se han elegido para realizar la comparación entre las cimentaciones son los siguientes:

- Dimensiones de la cimentación
- Volumen de hormigón, tanto total como parcial según tipo de elemento.
- Volumen de excavación necesaria.
- Volumen del material excavado que se va a utilizar como relleno.
- Volumen del material excavado que habrá que llevar a vertedero.
- Acero necesario, tanto activo como pasivo.
- Superficie de encofrado.

Como ya se ha visto, será necesario, a partir de las dimensiones de cada solución (diámetros, alturas, tipologías de elementos, etc.) calcular el resto de los parámetros. La importancia de estos parámetros no está en una comparación directa entre distintas dimensiones para la misma tipología de cimentación, puesto que es evidente que, a mayores dimensiones, mayores serán las magnitudes de dichos parámetros. Estos parámetros cobran importancia en la comparación entre tipologías, puesto que, la propia tipología afectará a los parámetros. Se dará el caso de que una cimentación de mayores dimensiones de una tipología necesitará menos hormigón y acero total, por ejemplo, que otra cimentación de otra de las tipologías. Se irá detallando el proceso de cálculo parámetro a parámetro.

2.1. DIMENSIONES DE LA CIMENTACIÓN.

Las dimensiones de cada una de las cimentaciones se han detallado en los capítulos anteriores. A continuación, se va a presentar un resumen por tipología.

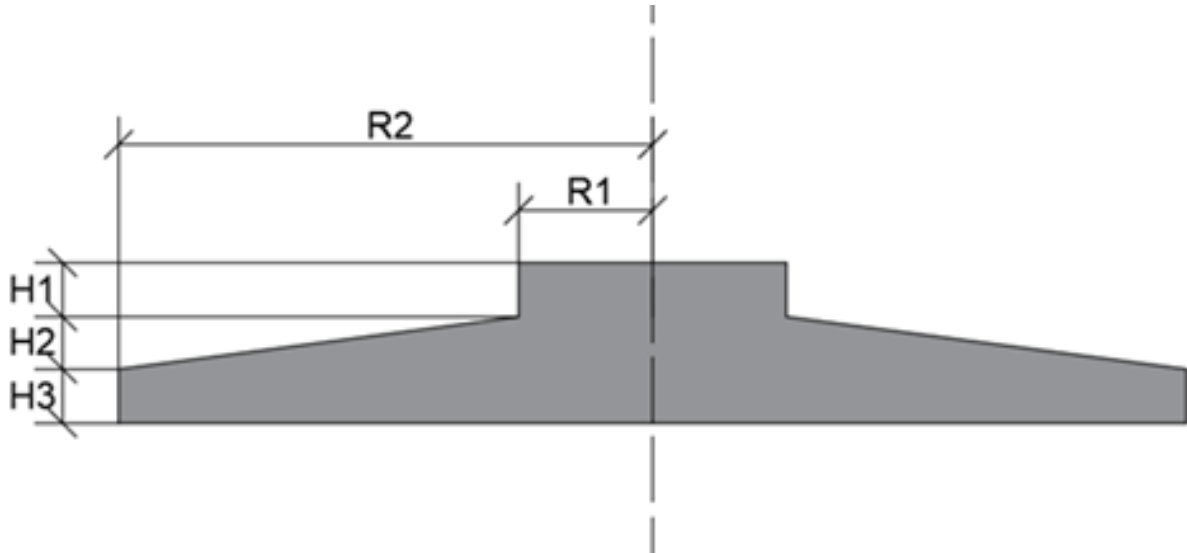


Figura 8.1. Sección de la cimentación circular.

Dimensiones cimentación circular	
R1 (m)	3,5
R2 (m)	Variable
H1 (m)	0,5
H2 (m)	1,5
H3 (m)	2

Tabla 8.1. Dimensiones de la cimentación circular.

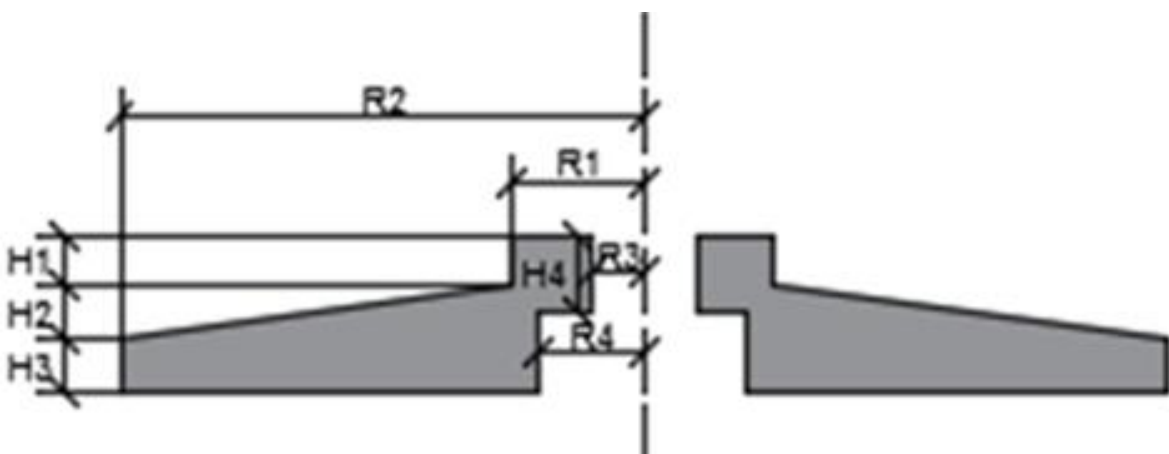


Figura 8.2. Sección de la cimentación anular.

Dimensiones cimentación anular	
R1 (m)	3,5
R2 (m)	Variable
R3 (m)	1,5
R4 (m)	2,5
H1 (m)	0,5
H2 (m)	1,5
H3 (m)	2
H4 (m)	1,5

Tabla 8.2. Dimensiones de la cimentación anular.

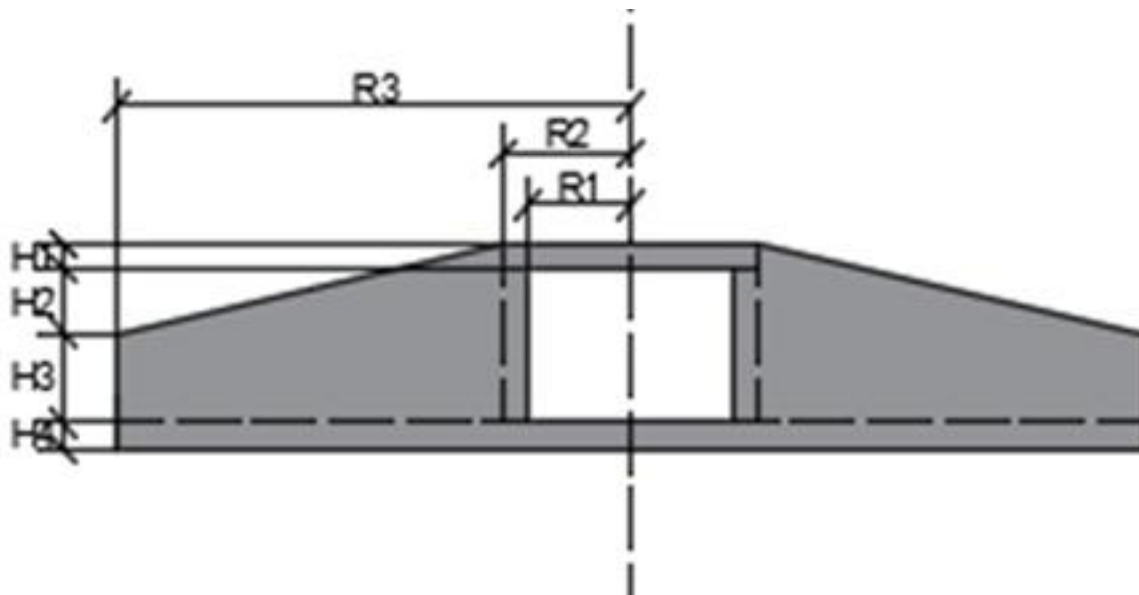


Figura 8.3. Sección de la cimentación de contrafuertes.

Dimensiones cimentación contrafuertes	
R1 (m)	2
R2 (m)	3,5
R3 (m)	Variable
H1 (m)	0,5
H2 (m)	2
H3 (m)	1,5
H4 (m)	1
nº de contrafuertes	8
Espesor contrafuertes (m)	0,75

Tabla 8.3. Dimensiones de la cimentación de contrafuertes.

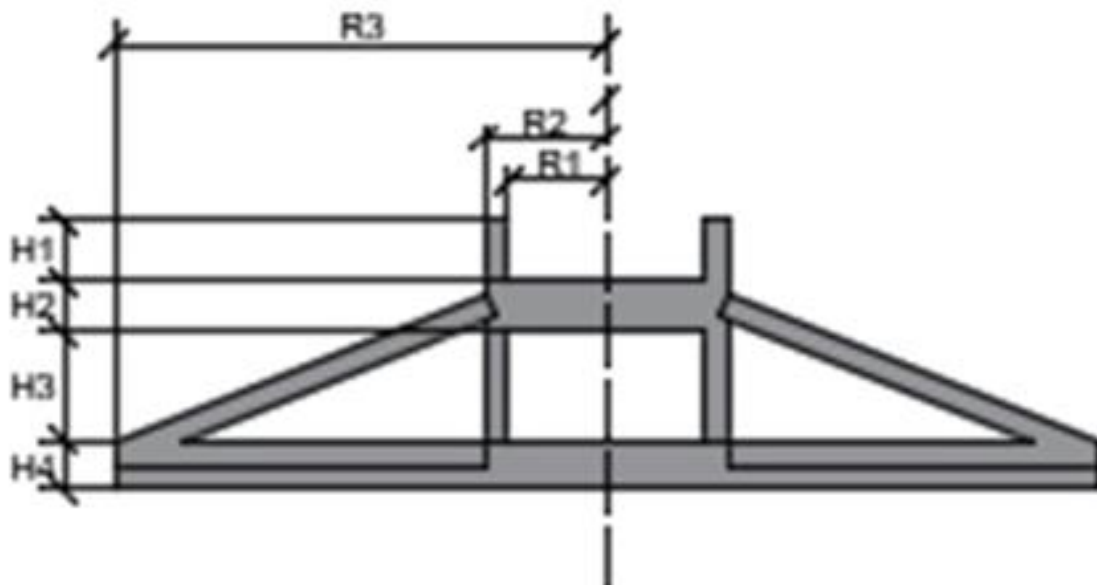


Figura 8.4. Sección de la cimentación de jabalcones.

Dimensiones cimentación jabalcones	
R1 (m)	2
R2 (m)	3,5
R3 (m)	Variable
H1 (m)	1
H2 (m)	1
H3 (m)	Variable
H4 (m)	1
nº de jabalcones	8
Espesor jabalcones (m)	1

Tabla 8.4. Dimensiones de la cimentación de jabalcones.

Las distintas dimensiones variables son las que modifican el tamaño de las cimentaciones, obteniendo así los resultados ya indicados en los capítulos anteriores.

2.1.1. RESUMEN DE LOS DIÁMETROS SOLUCIÓN EN CADA UNA DE LAS CIMENTACIONES.

Como ya se ha visto, en cada tipo de terreno se obtiene un diámetro exterior de la cimentación para cada una de las tipologías. A continuación, se presenta una tabla de los posibles resultados en cada una de las cimentaciones.

D (m)	Circular	Anular	Contrafuertes	Jabalcones
19		SOLUCIÓN		SOLUCIÓN
20	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN
21	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN
22	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN
23	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN
24	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN	
25	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN
26	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN
27	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN
28	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN
29	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN
30	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN	
31	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN		
32	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN
33	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN	
34	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN
35	SOLUCIÓN		SOLUCIÓN	SOLUCIÓN
36	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN	
37	SOLUCIÓN		SOLUCIÓN	
38	SOLUCIÓN	SOLUCIÓN		
39		SOLUCIÓN		
40		SOLUCIÓN	SOLUCIÓN	
41				
42			SOLUCIÓN	
43			SOLUCIÓN	
44			SOLUCIÓN	
45			SOLUCIÓN	

Tabla 8.5. Resultados posibles de diámetros de cada cimentación.

La otra única dimensión variable es la altura H3 de la cimentación de jabalcones. Para los cálculos posteriores se ha seguido lo determinado en el capítulo 7, puesto que esta altura es proporcional al diámetro, siguiendo la tabla 7.1.

2.2. VOLUMEN DE HORMIGÓN.

Una vez determinadas las dimensiones de cada una de las cimentaciones, se procede a calcular el volumen de hormigón es un factor importante en la comparativa entre cimentaciones.

Cada una de las cimentaciones lleva un proceso de cálculo de los volúmenes de hormigón asociado a los tipos de elementos que las conforman, puesto que estos serán determinantes en el cálculo de la cantidad de acero. Además, como alguno de estos elementos puede ser

prefabricados, también es importante diferenciarlos a la hora de determinar las cantidades de hormigón “in situ” y prefabricado total necesarios.

Los elementos en los que se han dividido las cimentaciones para el cálculo de los volúmenes de hormigón son los siguientes:

- Elementos macizos de hormigón.
- Elementos tipo losa.
- Elementos tipo fuste central.
- Elementos tipo muro (contrafuertes)
- Elementos tipo viga (jabalcones).

2.2.1. CIMENTACIÓN CIRCULAR.

La cimentación circular está formada por un elemento macizo de hormigón, que será construido in situ. Debido a esto, el cálculo del volumen se ha realizado de manera directa teniendo en cuenta la geometría de la cimentación. Los resultados se presentan en la siguiente tabla.

D (m)	Vhorm (m3)
20	878,86
21	962,11
22	1049,29
23	1140,40
24	1235,43
25	1334,39
26	1437,28
27	1544,09
28	1654,83
29	1769,50
30	1888,10
31	2010,62
32	2137,07
33	2267,44
34	2401,75
35	2539,98
36	2682,13
37	2828,22
38	2978,23

Tabla 8.6. Volumen de hormigón por diámetro en la cimentación circular.

2.2.2. CIMENTACIÓN ANULAR.

Al igual que la cimentación circular, la cimentación anular está formada por un elemento macizo de hormigón, que será construido in situ. Debido a esto, el cálculo del volumen se ha realizado de manera directa teniendo en cuenta la geometría de la cimentación. Los resultados se presentan en la siguiente tabla.

D (m)	Vhorm (m3)
19	739,85
20	819,17
21	902,42
22	989,60
23	1080,71
24	1175,74
25	1274,70
26	1377,59
27	1484,40
28	1595,14
29	1709,81
30	1828,41
31	1950,93
32	2077,38
33	2207,75
34	2342,06
36	2622,44
38	2918,54
39	3072,48
40	3230,34

Tabla 8.7. Volumen de hormigón por diámetro en la cimentación anular.

2.2.3. CIMENTACIÓN DE CONTRAFUERTE.

La cimentación de contrafuertes, al contrario que las dos cimentaciones anteriores, ya presenta distintos tipos de elementos. En concreto, la cimentación de contrafuertes está formada por dos elementos tipo losa (losa superior e inferior), un fuste central y 8 elementos tipo contrafuerte. Es por eso por lo que los cálculos se han detallado para estos elementos, siendo el volumen de hormigón total la suma de todos ellos. En este caso, solo los contrafuertes son prefabricados, siendo el resto de los elementos realizados “in situ”.

D (m)	Vhorm losas (m3)	Vhorm fuste (m3)	Vhorm contrafuertes (m3)	Vhorm "in situ" (m3)	Vhorm (m3)
20	333,40	90,71	107,25	424,12	531,37
21	365,60	90,71	115,50	456,32	571,82
22	399,37	90,71	123,75	490,09	613,84
23	434,72	90,71	132,00	525,43	657,43
24	471,63	90,71	140,25	562,35	702,60
25	510,12	90,71	148,50	600,83	749,33
26	550,17	90,71	156,75	640,88	797,63
27	591,80	90,71	165,00	682,51	847,51
28	634,99	90,71	173,25	725,71	898,96
29	679,76	90,71	181,50	770,48	951,98
30	726,10	90,71	189,75	816,81	1006,56
32	823,49	90,71	206,25	914,20	1120,45
33	874,54	90,71	214,50	965,25	1179,75
34	927,16	90,71	222,75	1017,88	1240,63
35	981,36	90,71	231,00	1072,07	1303,07
36	1037,12	90,71	239,25	1127,83	1367,08
37	1094,45	90,71	247,50	1185,17	1432,67
40	1275,88	90,71	272,25	1366,59	1638,84
42	1404,68	90,71	288,75	1495,40	1784,15
43	1471,44	90,71	297,00	1562,16	1859,16
44	1539,77	90,71	305,25	1630,49	1935,74
45	1609,67	90,71	313,50	1700,39	2013,89

Tabla 8.8. Volumen de hormigón por diámetro y elemento en la cimentación de contrafuertes.

2.2.4. CIMENTACIÓN DE JABALCONES.

En la última cimentación también hay elementos de diferentes tipos, al igual que en la cimentación de contrafuertes. En este caso, los elementos utilizados serán 2 elementos tipo losa (inferior y superior), un fuste central y 8 elementos tipo jabalcón. En este caso, solo las losas son realizadas "in situ", siendo tanto el fuste central como los jabalones elementos prefabricados.

D (m)	Vhorm losas (m3)	Vhorm fuste (m3)	Vhorm jabalones (m3)	Vhorm prefab (m3)	Vhorm (m3)
19	296,10	194,39	65,12	259,50	555,60
20	326,73	207,35	70,77	278,11	604,84
21	358,93	220,30	76,42	296,72	655,65
22	392,70	233,26	82,07	315,34	708,04
23	428,04	246,22	87,73	333,95	761,99
25	503,44	272,14	99,04	371,18	874,62
26	543,50	285,10	104,69	389,79	933,29
27	585,12	298,06	110,34	408,40	993,53
28	628,32	311,02	116,00	427,02	1055,34
29	673,09	323,98	121,66	445,63	1118,72
32	816,81	362,85	138,62	501,48	1318,29
34	920,49	388,77	149,93	538,71	1459,19
35	974,68	401,73	155,59	557,32	1532,00

Tabla 8.9. Volumen de hormigón por diámetro y elemento en la cimentación de jabalones.

2.3. VOLUMEN DE MOVIMIENTO DE TIERRAS.

Otra posible comparación entre las cimentaciones es la del movimiento de tierras asociado a la construcción de la cimentación. Para poder realizar una comparación representativa se han utilizado diversos volúmenes:

- **Volumen de excavación:** es el volumen de terreno que hay que retirar de la zona donde se va a disponer la cimentación para poder realizar su construcción. El cálculo de este volumen incluye el volumen del cilindro que es necesario vaciar para la construcción, además de un sobreancho para permitir el correcto funcionamiento de la maquinaria y los operarios en la zona, así como los taludes que permitirán que la zona no se desplome. El sobreancho se ha añadido como un metro más de radio de la cimentación. En cuanto a los taludes, al tratarse de un material granular cuyo comportamiento es el de largo plazo, se ha considerado que no es posible la realización de taludes temporales de mayor pendiente, por lo que se ha adoptado como ángulo del talud el ángulo de rozamiento interno pésimo del material, que es de 30° . Toda la zona excavada se corresponde con un tronco de cono donde el diámetro de la base menor es de $D=D_c + 2\text{ m}$, la altura del tronco de cono es igual a la altura de la cimentación y el ángulo que forma la generatriz del cono con su directriz es de 60° .
- **Volumen de relleno:** es el volumen de terreno que se va a tener que restituir una vez realizada la cimentación. Este volumen se corresponde al volumen de relleno propio de la cimentación (relleno que gravita sobre la cimentación), más el relleno del sobreancho y los taludes previamente excavados.
- **Volumen de material que se lleva a vertedero:** es la diferencia entre el volumen de excavación y el volumen de relleno. En el cálculo simplificado realizado, este volumen se corresponde con el volumen de hormigón, puesto que se trata del volumen sustituido. Si se tuviera en cuenta en el cálculo los esponjamientos y la densidad a la que se va a compactar el material de relleno, el resultado podría ser diferente al volumen de hormigón.

2.3.1. CIMENTACIÓN CIRCULAR.

A continuación, se presentan los resultados para la cimentación circular del volumen de movimiento de tierras.

D (m)	V excavación (m3)	V relleno (m3)	V vertedero (m3)
20	2679,28	1800,42	878,86
21	2864,18	1902,07	962,11
22	3055,37	2006,08	1049,29
23	3252,84	2112,44	1140,40
24	3456,59	2221,16	1235,43
25	3666,62	2332,23	1334,39
26	3882,94	2445,67	1437,28
27	4105,55	2561,45	1544,09
28	4334,43	2679,60	1654,83
29	4569,60	2800,10	1769,50
30	4811,05	2922,95	1888,10
31	5058,79	3048,17	2010,62
32	5312,80	3175,73	2137,07
33	5573,10	3305,66	2267,44
34	5839,69	3437,94	2401,75
35	6112,56	3572,58	2539,98
36	6391,71	3709,57	2682,13
37	6677,14	3848,92	2828,22
38	6968,86	3990,63	2978,23

Tabla 8.10. Volumen de movimiento de tierras por diámetro en la cimentación circular.

2.3.2. CIMENTACIÓN ANULAR.

A continuación, se presentan los resultados para la cimentación anular del volumen de movimiento de tierras.

D (m)	V excavación (m3)	V relleno (m3)	V vertedero (m3)
19	2500,66	1760,81	739,85
20	2679,28	1860,11	819,17
21	2864,18	1961,76	902,42
22	3055,37	2065,77	989,60
23	3252,84	2172,13	1080,71
24	3456,59	2280,85	1175,74
25	3666,62	2391,92	1274,70
26	3882,94	2505,36	1377,59
27	4105,55	2621,14	1484,40
28	4334,43	2739,29	1595,14
29	4569,60	2859,79	1709,81
30	4811,05	2982,64	1828,41
31	5058,79	3107,86	1950,93
32	5312,80	3235,43	2077,38
33	5573,10	3365,35	2207,75
34	5839,69	3497,63	2342,06
36	6391,71	3769,26	2622,44
38	6968,86	4050,32	2918,54
39	7266,86	4194,38	3072,48
40	7571,14	4340,80	3230,34

Tabla 8.11. Volumen de movimiento de tierras por diámetro en la cimentación anular.

2.3.3. CIMENTACIÓN DE CONTRAFUERTES.

A continuación, se presentan los resultados para la cimentación de contrafuertes del volumen de movimiento de tierras.

D (m)	V excavación (m3)	V relleno (m3)	V vertedero (m3)
20	3789,75	3258,38	531,37
21	4034,48	3462,66	571,82
22	4287,07	3673,23	613,84
23	4547,51	3890,07	657,43
24	4815,80	4113,20	702,60
25	5091,95	4342,62	749,33
26	5375,95	4578,31	797,63
27	5667,81	4820,29	847,51
28	5967,52	5068,56	898,96
29	6275,08	5323,10	951,98
30	6590,50	5583,93	1006,56
32	7244,89	6124,44	1120,45
33	7583,87	6404,12	1179,75
34	7930,71	6690,08	1240,63
35	8285,40	6982,33	1303,07
36	8647,94	7280,86	1367,08
37	9018,33	7585,67	1432,67
40	10176,64	8537,80	1638,84
42	10988,12	9203,97	1784,15
43	11405,64	9546,48	1859,16
44	11831,02	9895,28	1935,74
45	12264,24	10250,36	2013,89

Tabla 8.12 Volumen de movimiento de tierras por diámetro en la cimentación de contrafuertes.

2.3.4. CIMENTACIÓN DE JABALCONES.

Por último, se presentan los resultados para la cimentación de jabalcones del volumen de movimiento de tierras.

D (m)	V excavación (m3)	V relleno (m3)	V vertedero (m3)	Acero losas (kg)
19	9001,38	8445,78	555,60	35531,41
20	10559,70	9954,86	604,84	39207,08
21	12288,03	11632,38	655,65	43071,24
22	14195,16	13487,13	708,04	47123,89
23	16289,89	15527,90	761,99	51365,04
25	21077,29	20202,68	874,62	60412,83
26	23787,56	22854,27	933,29	65219,46
27	26720,59	25727,06	993,53	70214,60
28	29885,18	28829,85	1055,34	75398,22
29	33290,13	32171,41	1118,72	80770,35
32	45035,03	43716,74	1318,29	98017,69
34	54227,94	52768,75	1459,19	110458,40
35	59259,67	57727,68	1532,00	116961,49

Tabla 8.13. Volumen de movimiento de tierras por diámetro en la cimentación de jabalcones.

2.4. ACERO

Para un correcto cálculo de la cuantía de acero que necesitaría cada una de las cimentaciones sería necesario realizar su dimensionamiento. Para un cálculo previo del acero necesario se han supuesto diferentes cuantías de acero pasivo según el tipo de elemento, y en caso de existir, se ha sumado el acero activo de pretensado, pues ese si se ha calculado. Las cuantías tomadas son las siguientes:

- Acero pasivo para elementos macizos de hormigón: 110 kg/m³.
- Acero pasivo para elementos tipo losa: 120 kg/m³.
- Acero pasivo para elementos tipo fuste central: 130 kg/m³.
- Acero pasivo para elementos tipo muro (contrafuertes): 130 kg/m³.
- Acero pasivo para elementos tipo viga (jabalcones): 120 kg/m³.

2.4.1. CIMENTACIÓN CIRCULAR.

La cimentación circular está formada por un elemento macizo de hormigón, por lo que para el cálculo del acero necesario se ha multiplicado el volumen total de la cimentación por la cuantía de acero correspondiente. Además, esta cimentación no dispone en su tipología de acero activo, por lo que no lo habrá que tener en cuenta.

D (m)	Acero (kg)
20	96674,66
21	105832,40
22	115422,11
23	125443,79
24	135897,44
25	146783,06
26	158100,65
27	169850,21
28	182031,73
29	194645,23
30	207690,69
31	221168,12
32	235077,52
33	249418,89
34	264192,23
35	279397,54
36	295034,82
37	311104,07
38	327605,28

Tabla 8.14. kg de acero por diámetro en la cimentación circular.

2.4.2. CIMENTACIÓN ANULAR.

La cimentación anular está formada por un elemento macizo de hormigón aligerado en su interior, por lo que para el cálculo del acero necesario se ha multiplicado el volumen total de la cimentación por la cuantía de acero correspondiente. Además, esta cimentación no dispone en su tipología de acero activo, por lo que no lo habrá que tener en cuenta.

D (m)	Acero (kg)
19	81382,96
20	90108,73
21	99266,47
22	108856,19
23	118877,87
24	129331,52
25	140217,13
26	151534,72
27	163284,28
28	175465,80
29	188079,30
30	201124,76
31	214602,19
32	228511,60
33	242852,97
34	257626,31
36	288468,89
38	321039,35
39	337972,54
40	355337,69

Tabla 8.15. kg de acero por diámetro en la cimentación anular.

2.4.3. CIMENTACIÓN DE CONTRAFUERTES.

Como ya se ha visto, la cimentación de contrafuertes ya no se trata de una cimentación maciza de hormigón, apareciendo elementos de diferentes tipologías. En concreto en esta cimentación aparecen elementos tipo losa, fuste central y muro. Para el cálculo del acero total se ha multiplicado el volumen de cada uno de los tipos de elementos por su cuantía y se han sumado posteriormente. Además, esta cimentación no dispone en su tipología de acero activo, por lo que no lo habrá que tener en cuenta.

D (m)	Acero losas (kg)	Acero fuste (kg)	Acero contrafuertes (kg)	Acero (kg)
20	40008,18	11792,75	13942,50	65743,44
21	43872,34	11792,75	15015,00	70680,09
22	47925,00	11792,75	16087,50	75805,25
23	52166,15	11792,75	17160,00	81118,90
24	56595,79	11792,75	18232,50	86621,05
25	61213,93	11792,75	19305,00	92311,69
26	66020,57	11792,75	20377,50	98190,82
27	71015,70	11792,75	21450,00	104258,46
28	76199,33	11792,75	22522,50	110514,58
29	81571,45	11792,75	23595,00	116959,21
30	87132,07	11792,75	24667,50	123592,33
32	98818,80	11792,75	26812,50	137424,05
33	104944,90	11792,75	27885,00	144622,66
34	111259,50	11792,75	28957,50	152009,76
35	117762,60	11792,75	30030,00	159585,35
36	124454,19	11792,75	31102,50	167349,45
37	131334,28	11792,75	32175,00	175302,03
40	153105,52	11792,75	35392,50	200290,77
42	168562,15	11792,75	37537,50	217892,41
43	176573,22	11792,75	38610,00	226975,97
44	184772,77	11792,75	39682,50	236248,03
45	193160,82	11792,75	40755,00	245708,58

Tabla 8.16. kg de acero por diámetro y tipo de elemento en la cimentación de contrafuertes.

2.4.4. CIMENTACIÓN DE JABALCONES.

Por último, la cimentación de jabalcones tampoco se trata de una cimentación maciza de hormigón, apareciendo elementos de diferentes tipologías. En concreto en esta cimentación aparecen elementos tipo losa, fuste central y viga. Para el cálculo del acero pasivo total se ha multiplicado el volumen de cada uno de los tipos de elementos por su cuantía y se han sumado posteriormente para obtener así el acero pasivo. Además, esta cimentación dispone en su tipología de acero activo, en los jabalcones, por lo que habrá que tenerlo en cuenta. El acero total se corresponderá con la suma de acero pasivo y activo. En la tabla siguiente, que presenta el acero por diámetro en esta cimentación, la denominación acero jabalcones se corresponde con el acero pasivo en los jabalcones, mientras que el acero de pretensado en los mismos se corresponde con la denominación acero activo.

D (m)	Acero losas (kg)	Acero fuste (kg)	Acero jabalcones (kg)	Acero pasivo (kg)	Acero activo (kg)	Acero (kg)
19	35531,41	25270,19	7813,83	68615,43	1431,23	70046,67
20	39207,08	26954,86	8492,07	74654,01	1555,46	76209,47
21	43071,24	28639,54	9170,39	80881,17	1679,71	82560,88
22	47123,89	30324,22	9848,78	87296,89	1803,97	89100,86
23	51365,04	32008,90	10527,22	93901,16	1928,24	95829,40
25	60412,83	35378,26	11884,24	107675,33	2067,96	109743,29
26	65219,46	37062,94	12562,80	114845,21	2186,03	117031,24
27	70214,60	38747,62	13241,39	122203,60	2304,11	124507,72
28	75398,22	40432,30	13920,00	129750,52	2422,20	132172,72
29	80770,35	42116,98	14598,63	137485,95	2540,28	140026,24
32	98017,69	47171,01	16634,61	161823,32	2894,56	164717,88
34	110458,40	50540,37	17992,00	178990,77	3130,76	182121,53
35	116961,49	52225,05	18670,70	187857,25	3077,87	190935,12

Tabla 8.17. kg de acero por diámetro y tipo de elemento en la cimentación de jabalcones.

2.5. SUPERFICIE DE ENCOFRADO.

Por último, el último cálculo realizado se corresponde con el cálculo de la superficie de encofrado que necesitará la cimentación. Este cálculo se ve muy condicionado por los tipos de elementos y el proceso constructivo.

2.5.1. CIMENTACIÓN CIRCULAR.

Al tratarse de una cimentación maciza, el encofrado necesitado será el correspondiente al necesario para poder realizar la forma de la cimentación. En este caso, habrá que tener en cuenta los dos cilindros que forman la cimentación, disponiendo encofrados en su cara exterior, y también el tronco de cono de la parte central.

D (m)	A encofrado (m ²)
20	419,58
21	457,81
22	497,64
23	539,07
24	582,09
25	626,70
26	672,90
27	720,69
28	770,05
29	821,00
30	873,53
31	927,63
32	983,31
33	1040,57
34	1099,41
35	1159,82
36	1221,81
37	1285,37
38	1350,51

Tabla 8.18. Superficie de encofrado por diámetro en la cimentación circular.

2.5.2. CIMENTACIÓN ANULAR.

Al tratarse también de una cimentación maciza, el encofrado necesitado será el correspondiente al necesario para poder realizar la forma de la cimentación. En este caso, habrá que tener en cuenta los dos cilindros que forman la cimentación, disponiendo encofrados en su cara exterior, el tronco de cono de la parte central, así como el encofrado necesario para realizar el aligeramiento cilíndrico central.

D (m)	A encofrado (m ²)
19	437,94
20	474,56
21	512,79
22	552,62
23	594,05
24	637,07
25	681,68
26	727,88
27	775,67
28	825,03
29	875,98
30	928,50
31	982,61
32	1038,29
33	1095,55
34	1154,39
36	1276,79
38	1405,48
39	1472,19
40	1540,48

Tabla 8.19. Superficie de encofrado por diámetro en la cimentación anular.

2.5.3. CIMENTACIÓN DE CONTRAFUERTES.

Al presentar diferentes elementos, el cálculo de la superficie de encofrado en la cimentación de contrafuertes es más laborioso.

Para los elementos prefabricados, que en este caso son los contrafuertes, no se ha tenido en cuenta el encofrado necesario en fábrica para realizarlos, pues este no es necesario en la obra en sí.

El resto de los elementos in situ si necesitan su encofrado, pero en algunos casos, al realizar la construcción por fases, la fase anterior puede servir de encofrado a la posterior. Un ejemplo de esto se produce cuando se puede utilizar como encofrado inferior de la losa superior el relleno antes realizado del aligeramiento central de la cimentación.

En este caso, los encofrados necesarios se corresponden con el encofrado exterior de las dos losas, así como el encofrado tanto exterior como interior del fuste central.

D (m)	A encofrado (m ²)
20	162,36
21	167,07
22	171,78
23	176,50
24	181,21
25	185,92
26	190,63
27	195,35
28	200,06
29	204,77
30	209,48
32	218,91
33	223,62
34	228,33
35	233,04
36	237,76
37	242,47
40	256,61
42	266,03
43	270,74
44	275,46
45	280,17

Tabla 8.20. Superficie de encofrado por diámetro en la cimentación de contrafuertes.

2.5.4. CIMENTACIÓN DE JABALCONES.

La cimentación de jabalcones también presenta diferentes elementos, por lo que el cálculo de la superficie de encofrado también es laborioso.

Para los elementos prefabricados, que en este caso son los jabalcones y el fuste central, no se ha tenido en cuenta el encofrado necesario en fábrica para realizarlos, pues este no es necesario en la obra en sí.

El resto de los elementos in situ si necesitan su encofrado, pero en algunos casos, al realizar la construcción por fases, la fase anterior puede servir de encofrado a la posterior. Un ejemplo de esto se produce cuando se puede utilizar como encofrado inferior de la losa superior el relleno antes realizado del aligeramiento central de la cimentación.

En este caso, los encofrados necesarios se corresponden con el encofrado exterior de la losa inferior, puesto que, para la losa superior, el fuste central prefabricado puede funcionar como encofrado.

D (m)	A encofrado (m ²)
19	59,69
20	62,83
21	65,97
22	69,12
23	72,26
25	78,54
26	81,68
27	84,82
28	87,96
29	91,11
32	100,53
34	106,81
35	109,96

Tabla 8.21. Superficie de encofrado por diámetro en la cimentación de jabalcones.

2.6. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.

Como es lógico, se puede observar que a medida que es necesario aumentar el diámetro de la cimentación en cualquier tipología, se produce un aumento en todos los parámetros analizados (en cualquier caso, para mayores diámetros, mayores volúmenes de hormigón y movimiento de tierras necesarios, mayor cantidad de acero y mayor necesidad de encofrado). Este resultado es obvio, por lo cual no es interesante su análisis.

El análisis más interesante se produce cuando comparamos entre cimentaciones. Para un mismo diámetro en cada una de las cimentaciones, los valores de los parámetros analizados son diferentes en cada una, y no siempre se produce que una de las cimentaciones sea la más favorable en todos ellos. Por ejemplo, si consideramos el parámetro volumen de hormigón total, se puede apreciar que, para un mismo diámetro, la cimentación de contrafuertes es la que menos hormigón necesita, seguida de la de jabalcones, mientras que es la circular la que más hormigón necesitaría.

En otros parámetros el orden cambia, como por ejemplo el parámetro del volumen de excavación necesario, donde es la cimentación de jabalcones, con mucha diferencia, debido a que el aumento de diámetro provoca aumento de la altura de esta, la que más excavación necesita. En este caso, la cimentación circular y la anular son las que menos excavación necesitan para un mismo diámetro.

Con todo esto, esta comparación directa tiene poca relevancia también, puesto que lo realmente importante será la comparación teniendo en cuenta el resultado del cálculo de las dimensiones, puesto que, para cada terreno, cada una de las cimentaciones tiene una solución de diámetro diferente.

3. COMPARATIVA DE CIMENTACIONES.

Como se acaba de comentar, la correcta comparativa de las cimentaciones pasa por analizar el resultado de cada una de ellas en cada uno de los terrenos. Como ya se ha visto, se han obtenido resultados para 72 terrenos de características diferentes en las cuatro cimentaciones a analizar. Para el análisis de todos estos terrenos se ha seguido el proceso que se ha seguido para analizar cada una de las cimentaciones individualmente, se han separado todos los terrenos en 4 grupos, correspondientes a terrenos de módulo de elasticidad $E=50$, 100, 200 y 500 MPa respectivamente.

3.1. TERRENOS DE $E=50$ MPa.

Para comenzar, se van a comparar los resultados en los terrenos de bajo módulo de elasticidad, $E=50$ MPa. Estos terrenos presentan, en todos los casos, los mayores resultados de diámetro, puesto que, al ser menos rígidos necesitarán una cimentación de mayor tamaño para que esta pueda distribuir más las cargas que van a llegar a los mismos. A continuación, se presentan las gráficas ya expuestas de resultados para $E=50$ MPa en todos los terrenos.

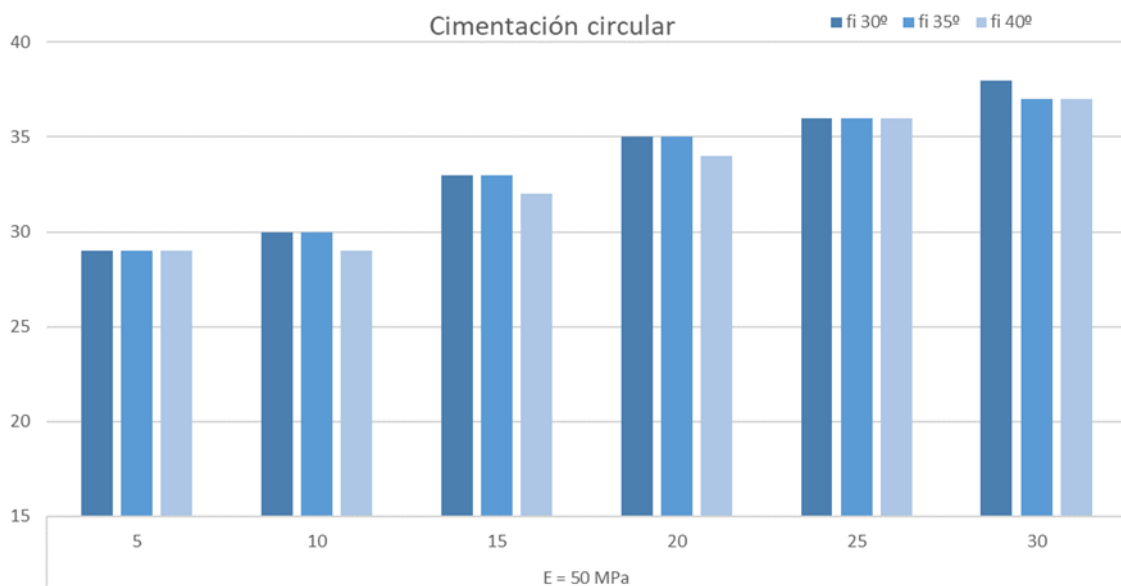


Figura 8.5. Resultados en la cimentación circular para un valor constante de $E=50$ MPa.

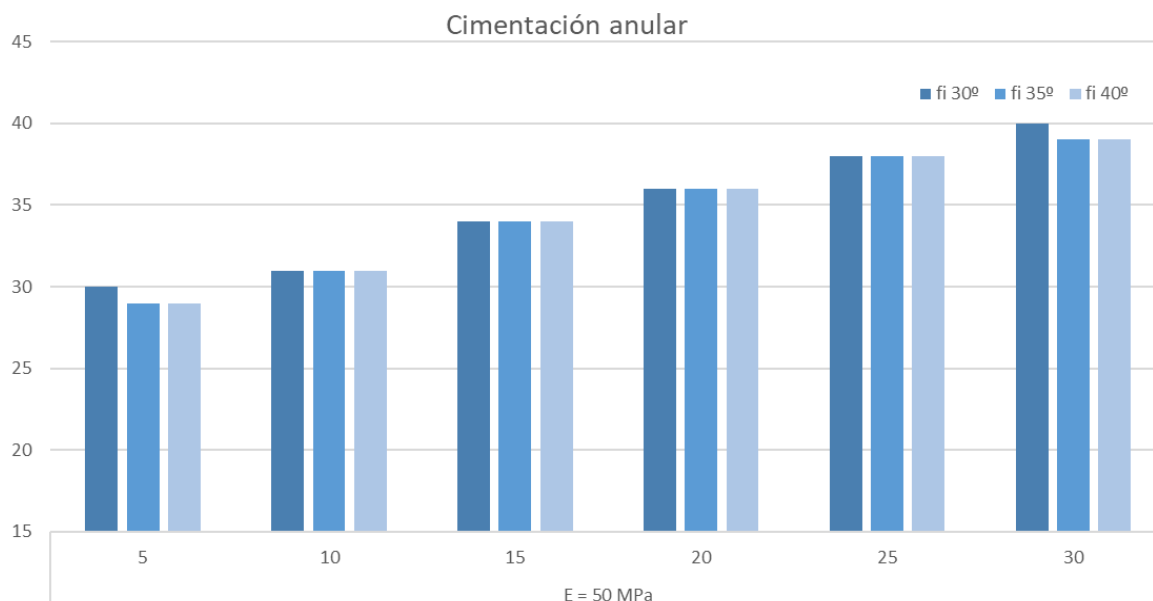


Figura 8.6. Resultados en la cimentación anular para un valor constante de E=50 MPa.

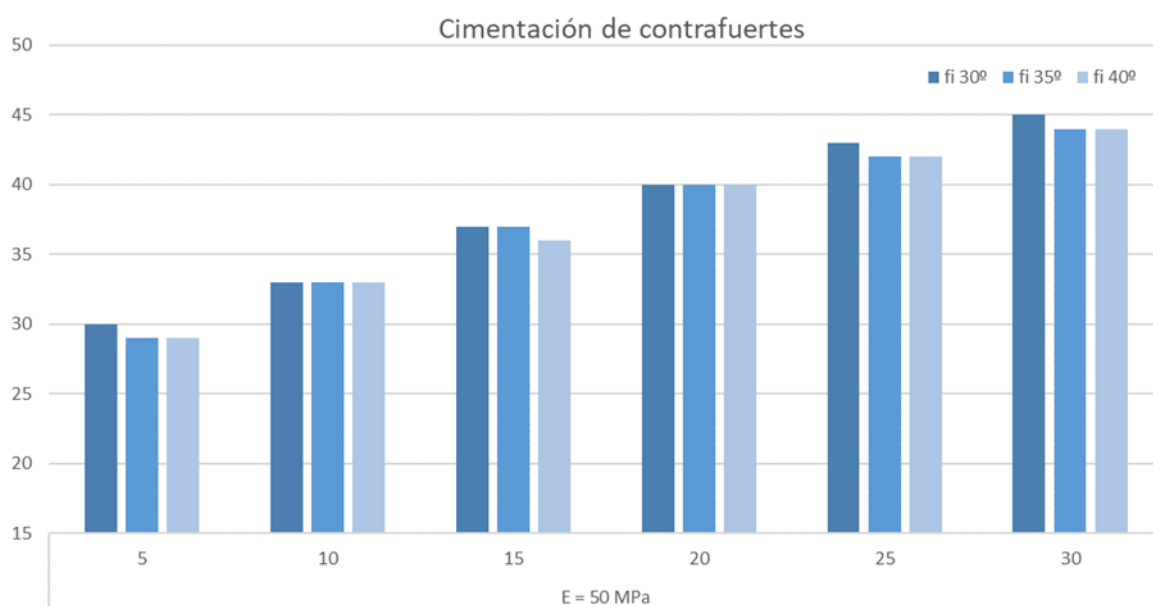


Figura 8.7. Resultados en la cimentación de contrafuertes para un valor constante de E=50 MPa.

Para la cimentación de jabalcones, como ya se ha explicado en su capítulo, no aparecen resultados en terrenos de E=50 MPa.

Comparando las tres gráficas anteriores, se puede ver que, para un mismo terreno, cuando este es de baja capacidad portante, la cimentación más compacta (cimentación circular), es la que menor dimensiones necesita para funcionar, mientras que la menos compacta (cimentación de contrafuertes) es la que más. Esto es lógico, puesto que una mayor cantidad de hormigón

aumenta la rigidez del conjunto terreno-cimentación, por lo que redistribuir el hormigón a otras formas implica un aumento de dimensiones.

La comparativa real se basa en comparar las magnitudes antes calculadas, comprobando así si esta redistribución del hormigón es eficiente o no. Para realizar esta comparativa se van a coger 3 terrenos, comparando las dimensiones resultados y los parámetros antes calculados, para analizar la influencia de la tipología. Los tres terrenos escogidos son el de menores dimensiones en esta división ($h=5$ m, $\Phi=40^\circ$), el de mayores dimensiones ($h=30$ m, $\Phi=30^\circ$) y uno intermedio ($h=15$ m, $\Phi=35^\circ$).

Para poder comparar en una misma gráfica todos los parámetros antes calculados, se ha relativizado cada una de las magnitudes con respecto al valor del resultado en la cimentación circular, pudiendo así realizar una comparativa en escala porcentual.

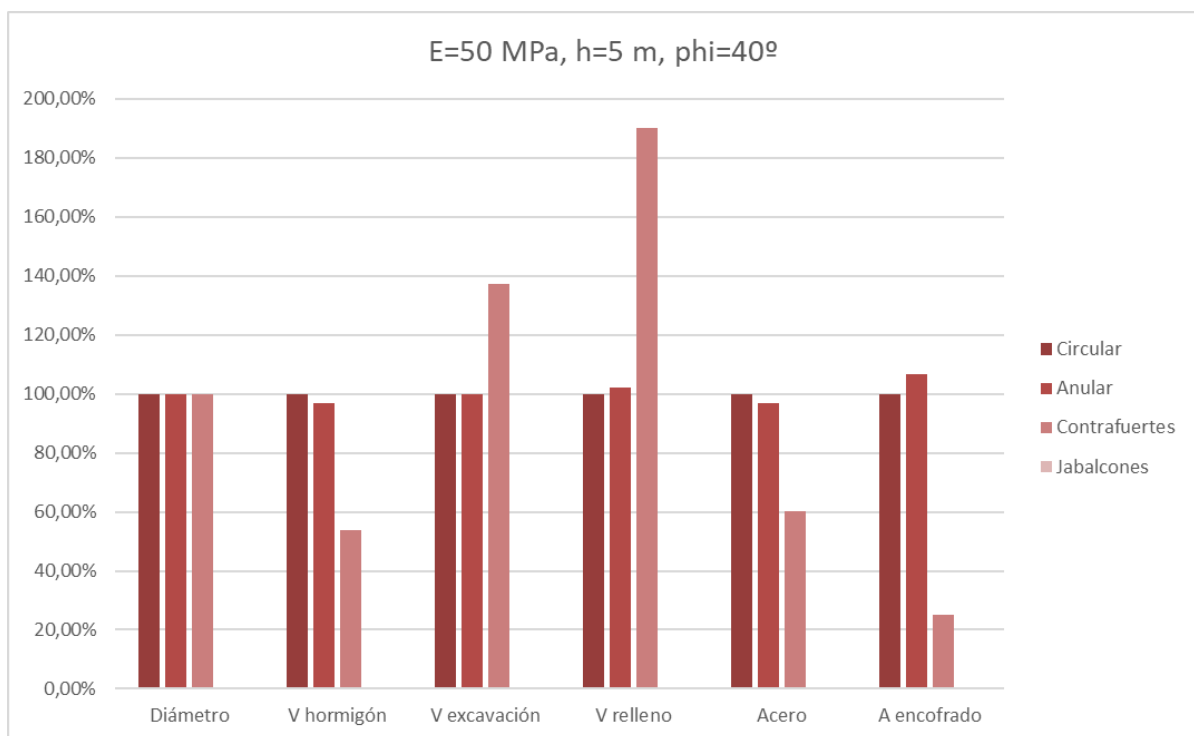


Figura 8.8. Comparativa de los resultados en el terreno $E=50$ MPa, $h=5$ m, $\Phi=40^\circ$.

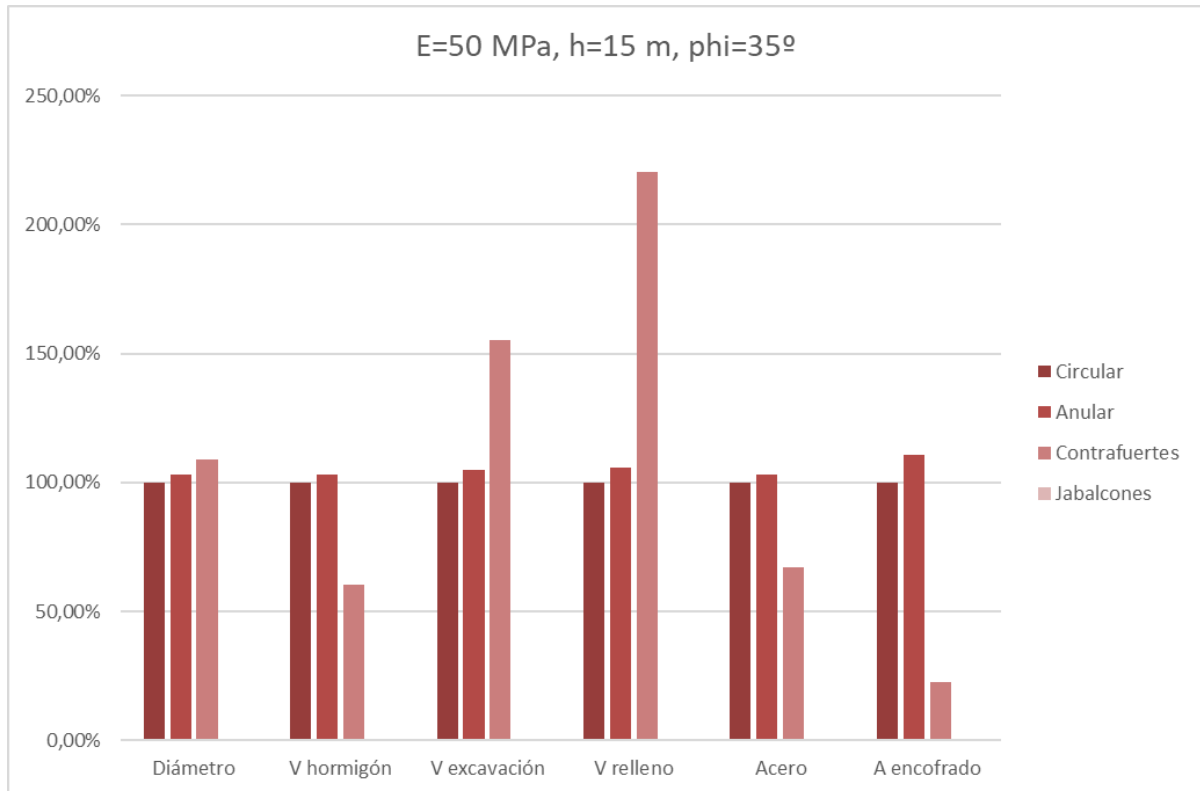


Figura 8.9. Comparativa de los resultados en el terreno E=50 MPa, h=15 m, $\Phi=35^\circ$.

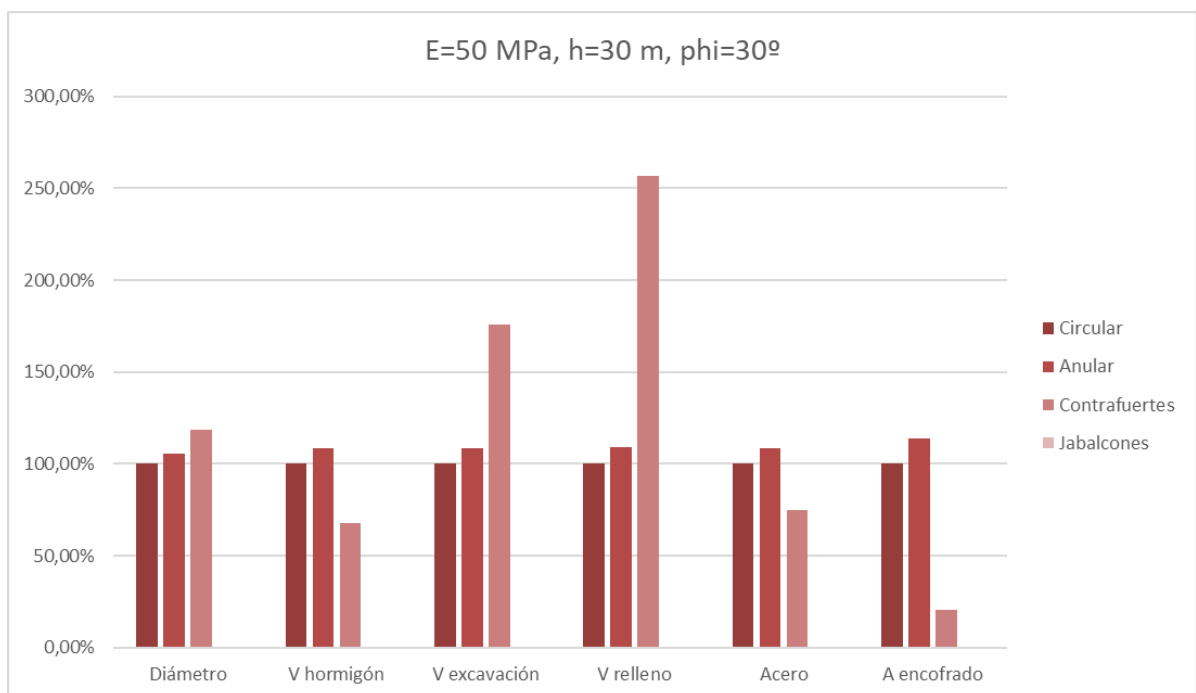


Figura 8.10. Comparativa de los resultados en el terreno E=50 MPa, h=30 m, $\Phi=30^\circ$.

Gracias a estas gráficas se puede comparar los resultados de cada una de las cimentaciones. Como ya se ha comentado, la cimentación de jabalcones no es posible en terrenos de bajo módulo de elasticidad.

Comparando la cimentación circular con la anular, se puede ver que, para los peores terrenos, esta cimentación nunca produce mejores resultados que la circular. Todos los parámetros analizados en los dos últimos terrenos son mayores en la cimentación anular que en la circular, por lo que se puede concluir que los tiempos de construcción y el presupuesto necesario también serán mayores. Cuando el terreno es un poco mejor (primer caso) la cimentación anular tiene un mejor funcionamiento, debido a que, al tratarse de los casos dominados por el asiento, el resultado de diámetro es el mismo. En este caso, no se puede saber con precisión cual será la mejor opción, debido a que la cimentación anular necesita más encofrado, pero simultáneamente utilizará menos hormigón y acero. En cuanto al movimiento de tierras, como el resultado es el mismo en el parámetro de volumen de excavación, esto implica que un mayor volumen de relleno es una característica favorable, pues bajo el mismo volumen de excavación, cuanto más se aproveche menos se tendrá que llevar a vertedero.

Con respecto a la cimentación de contrafuertes, se puede apreciar que en todos los casos el movimiento de tierras necesario va a ser mayor, pero por la contra los encofrados, volúmenes de hormigón y acero van a ser siempre menores. Además, debido a la tipología, parte de la obra se realizará con elementos prefabricados que mejorarán el tiempo de construcción.

Se puede concluir que cuando el terreno es fácil de excavar, o cuando se pretende mejorar los plazos de la obra, la cimentación de contrafuertes es una buena opción. Si el terreno no es fácil de excavar sería necesario calcular el presupuesto de la cimentación para determinar cuál es la más favorable.

3.2. TERRENOS DE $E=100$ MPa.

Se continúa comparando los resultados aumentando módulo de elasticidad a $E=100$ MPa. Estos terrenos presentan, en todos los casos, menores resultados de diámetro con respecto a los anteriores, puesto que, al ser más rígidos necesitarán una cimentación de menor tamaño para distribuir las cargas. A continuación, se presentan las gráficas ya expuestas de resultados para $E=100$ MPa en todos los terrenos.

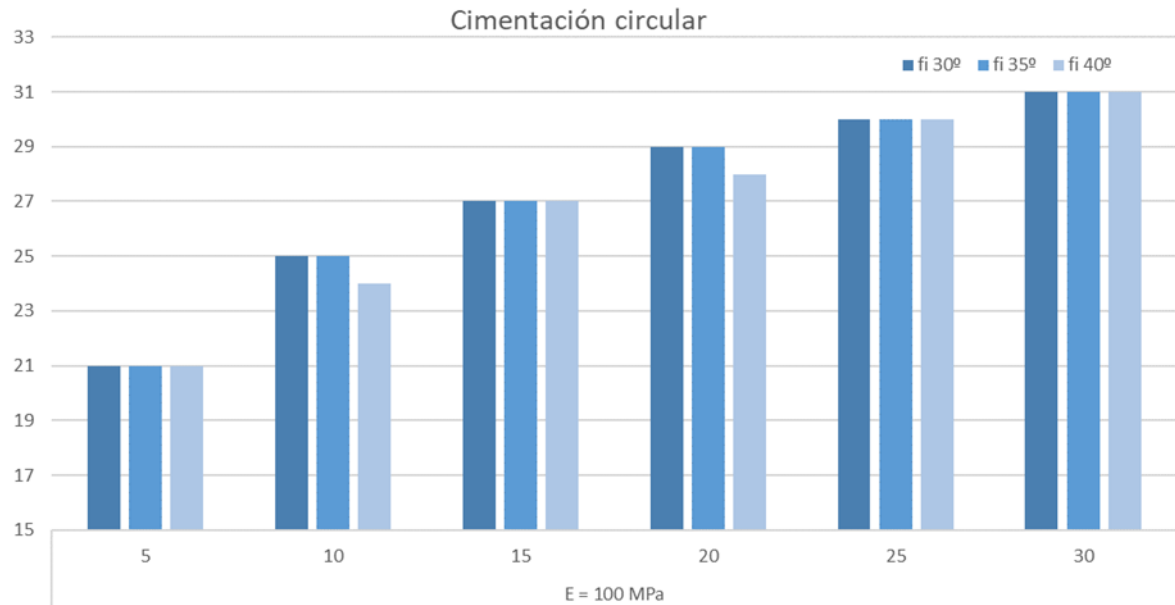


Figura 8.11. Resultados en la cimentación circular para un valor constante de $E=100 \text{ MPa}$.

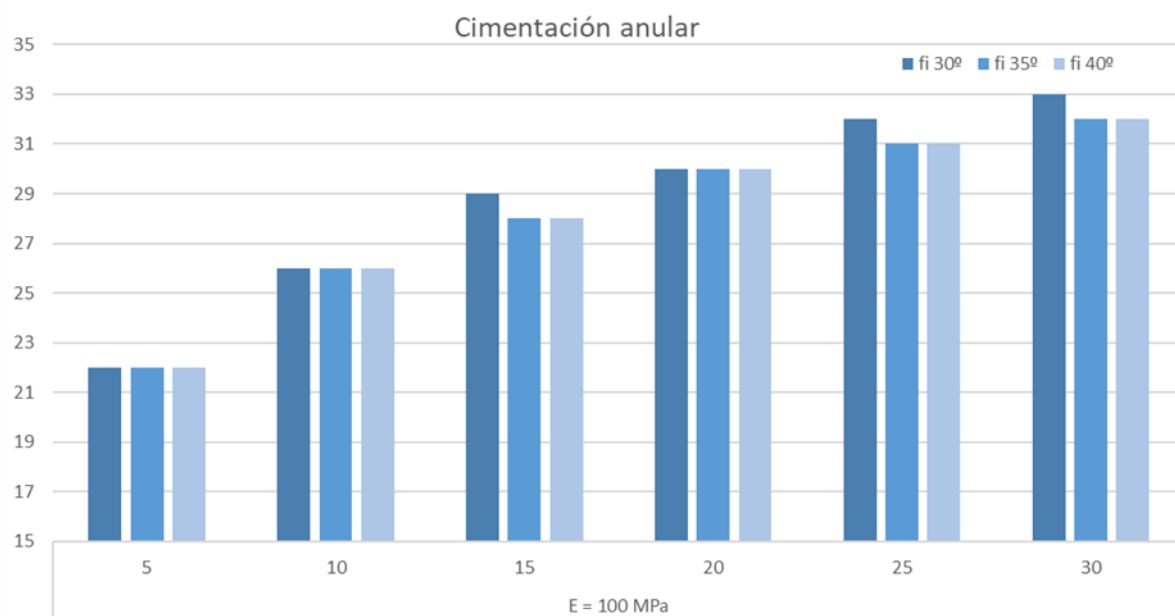


Figura 8.12. Resultados en la cimentación anular para un valor constante de $E=100 \text{ MPa}$.

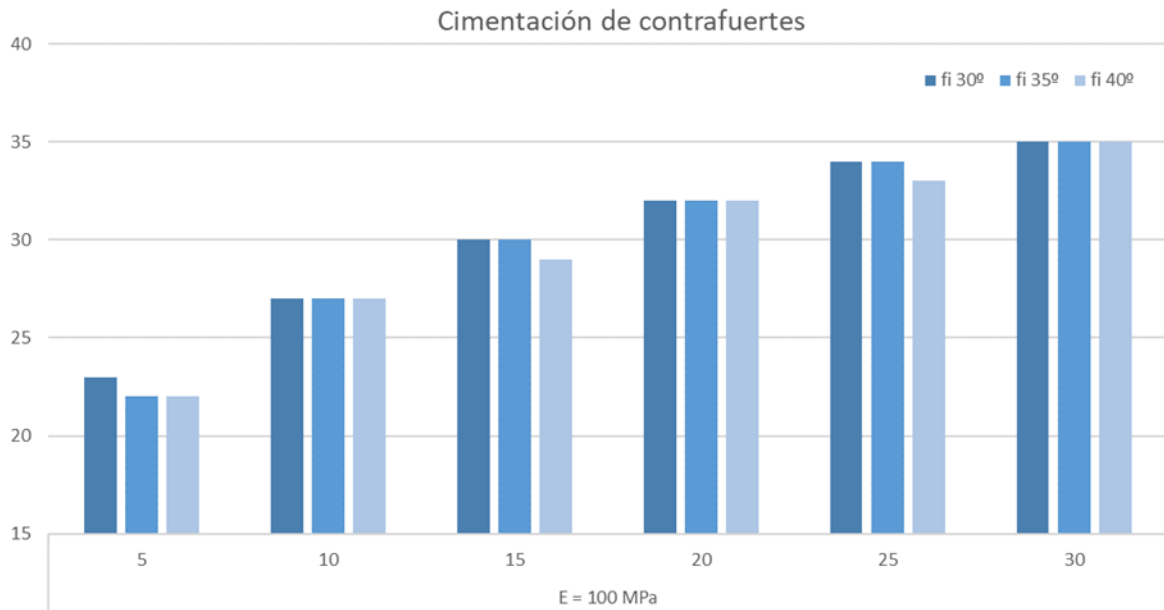


Figura 8.13. Resultados en la cimentación de contrafuertes para un valor constante de E=100 MPa.

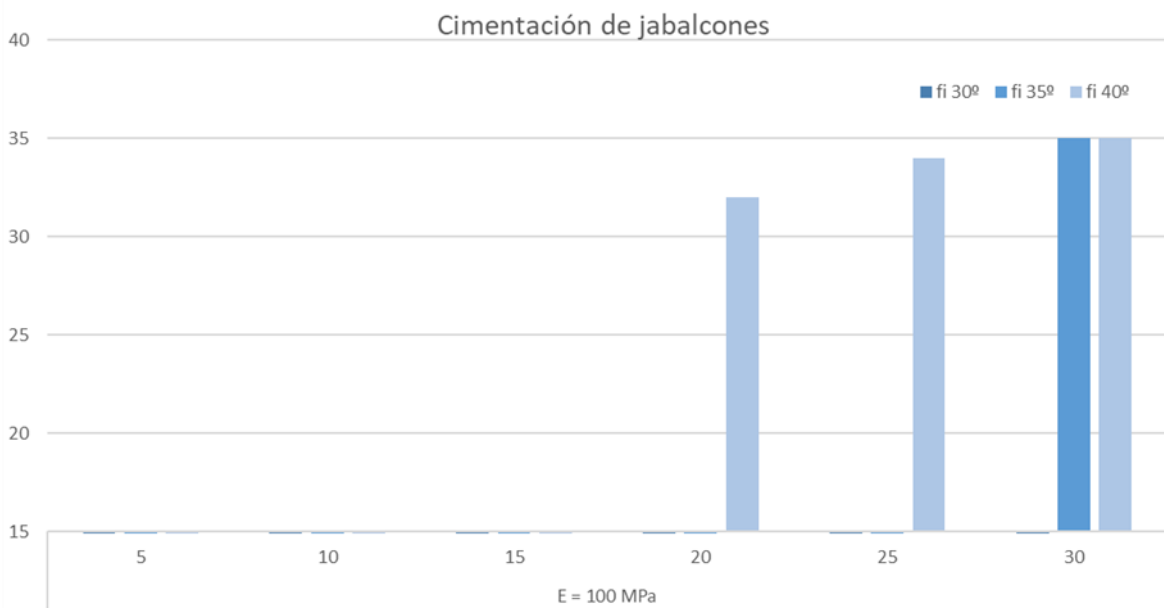


Figura 8.14. Resultados en la cimentación de jabalones para un valor constante de E=100 MPa.

Para la cimentación de jabalones, como ya se ha explicado en su capítulo, no aparecen resultados para todos los terrenos de E=100 MPa.

Comparando las cuatro gráficas anteriores, se puede ver que, para un mismo terreno, cuando este es de media capacidad portante, la cimentación más compacta (cimentación circular), es la que menor dimensiones necesita para funcionar, mientras que las menos compacta (cimentaciones de contrafuertes y jabalones) son las que más. Esto es lógico, puesto que una

mayor cantidad de hormigón aumenta la rigidez del conjunto terreno-cimentación, por lo que redistribuir el hormigón a otras formas implica un aumento de dimensiones.

La comparativa real se basa en comparar las magnitudes antes calculadas, comprobando así si esta redistribución del hormigón es eficiente o no. Para realizar esta comparativa se van a coger 3 terrenos, comparando las dimensiones resultados y los parámetros antes calculados, para analizar la influencia de la tipología. Los tres terrenos escogidos son el de menores dimensiones en esta división ($h=5$ m, $\Phi=40^\circ$), el de mayores dimensiones ($h=30$ m, $\Phi=30^\circ$) y uno intermedio ($h=15$ m, $\Phi=35^\circ$).

Para poder comparar en una misma gráfica todos los parámetros antes calculados, se ha relativizado cada una de las magnitudes con respecto al valor del resultado en la cimentación circular, pudiendo así realizar una comparativa en escala porcentual.

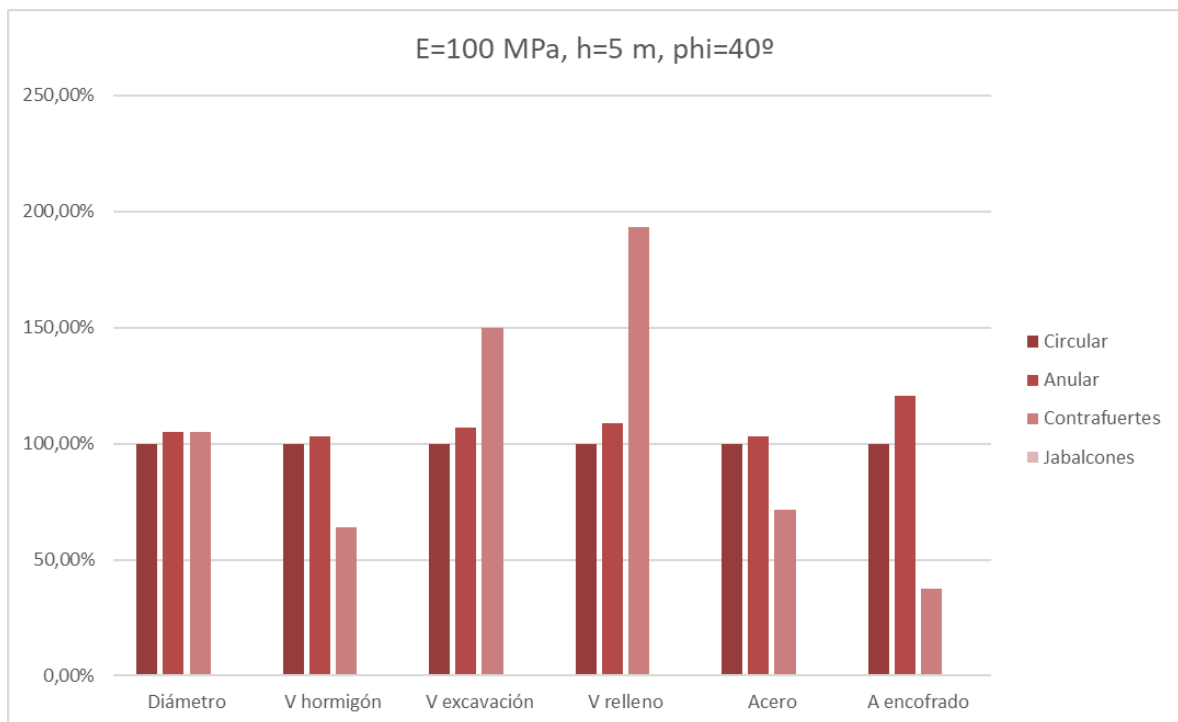


Figura 8.15. Comparativa de los resultados en el terreno $E=100$ MPa, $h=5$ m, $\Phi=30^\circ$.

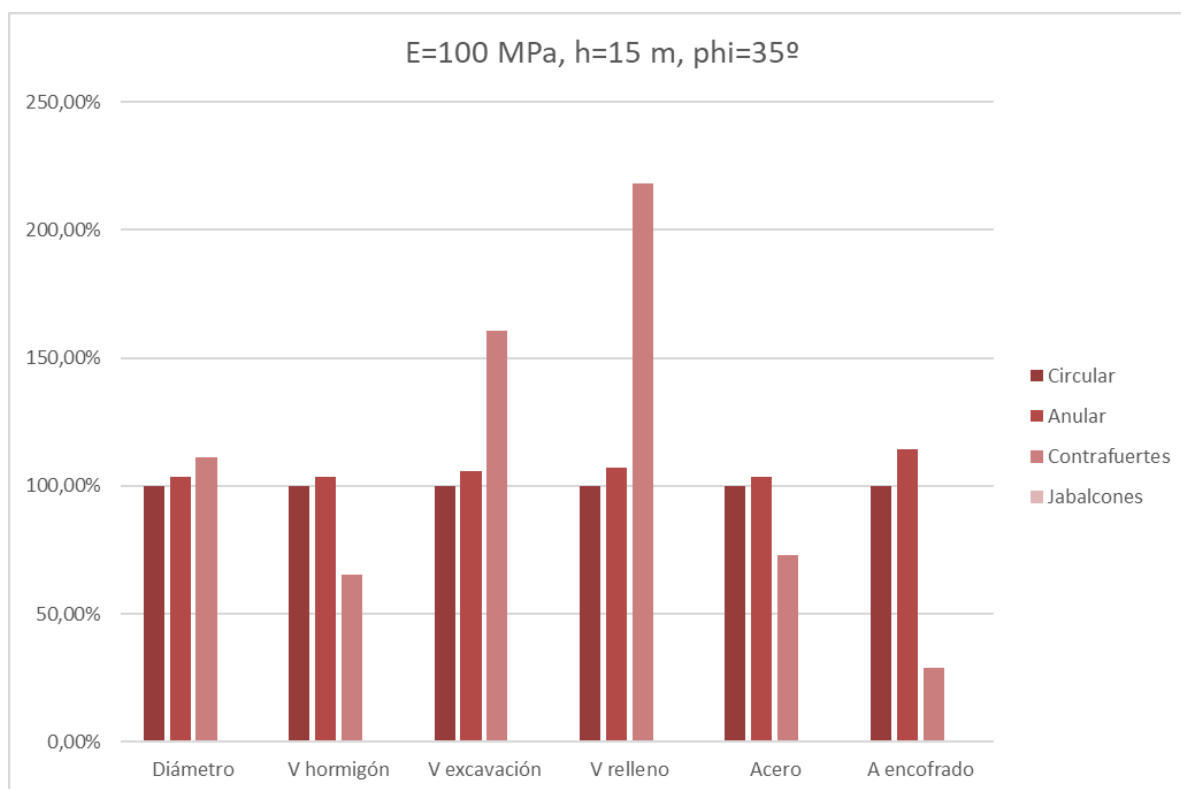


Figura 8.16. Comparativa de los resultados en el terreno E=100 MPa, h=15 m, $\Phi=35^\circ$.

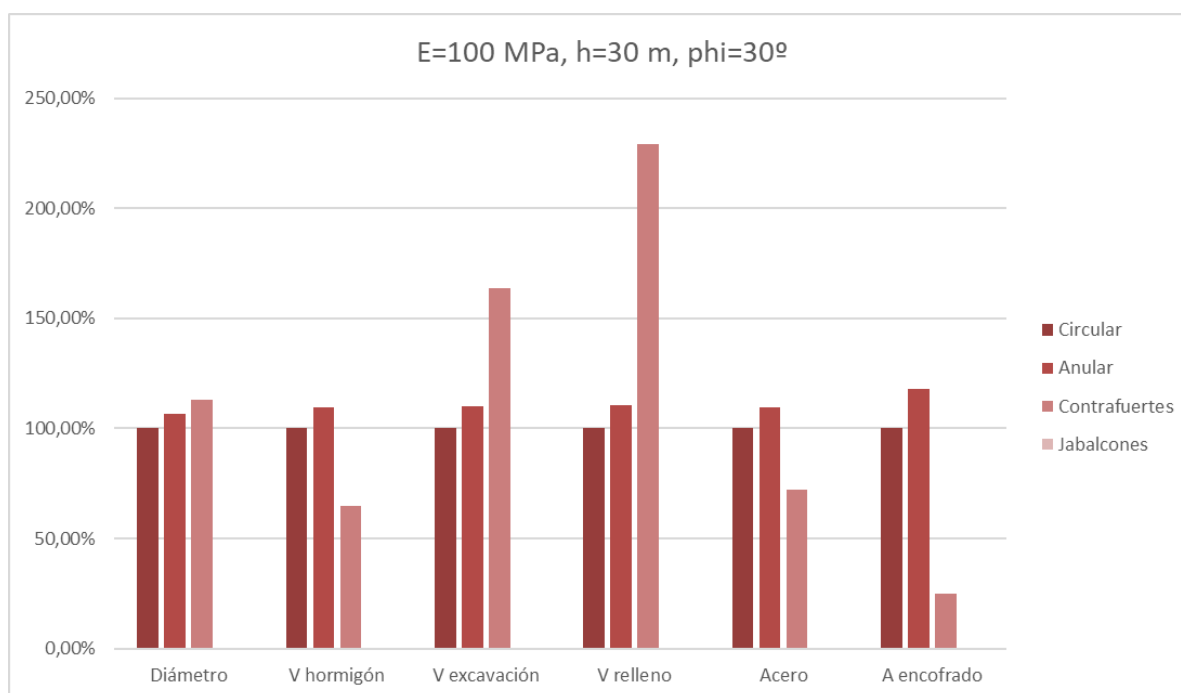


Figura 8.17. Comparativa de los resultados en el terreno E=100 MPa, h=30 m, $\Phi=30^\circ$.

Gracias a estas gráficas se puede comparar los resultados de cada una de las cimentaciones. Aunque en esta división de los terrenos (E=100 MPa) empiezan a aparecer los primeros resultados

para la cimentación de jabalcones, los terrenos seleccionados para la comparativa no tienen solución.

Comparando la cimentación circular con la anular, se puede ver que, para todos los terrenos, esta cimentación nunca produce mejores resultados que la circular. Todos los parámetros analizados son mayores en la cimentación anular que en la circular, por lo que se puede concluir que los tiempos de construcción y el presupuesto necesario también serán mayores.

Con respecto a la cimentación de contrafuertes, se puede apreciar que en todos los casos el movimiento de tierras necesario va a ser mayor, pero por la contra los encofrados, volúmenes de hormigón y acero van a ser siempre menores. Además, debido a la tipología, parte de la obra se realizará con elementos prefabricados que mejorarán el tiempo de construcción.

Se puede concluir que cuando el terreno es fácil de excavar, o cuando se pretende mejorar los plazos de la obra, la cimentación de contrafuertes es una buena opción. Si el terreno no es fácil de excavar sería necesario calcular el presupuesto de la cimentación para determinar cuál es la más favorable.

3.3. TERRENOS DE $E=200$ MPa.

La siguiente comparativa realizada es la de los terrenos de módulo de elasticidad $E=200$ MPa. Estos terrenos presentan, en todos los casos, aún menores resultados de diámetro con respecto a los anteriores, puesto que, al ser más rígidos necesitarán una cimentación de menor tamaño para distribuir las cargas. A continuación, se presentan las gráficas ya expuestas de resultados para $E=200$ MPa en todos los terrenos.

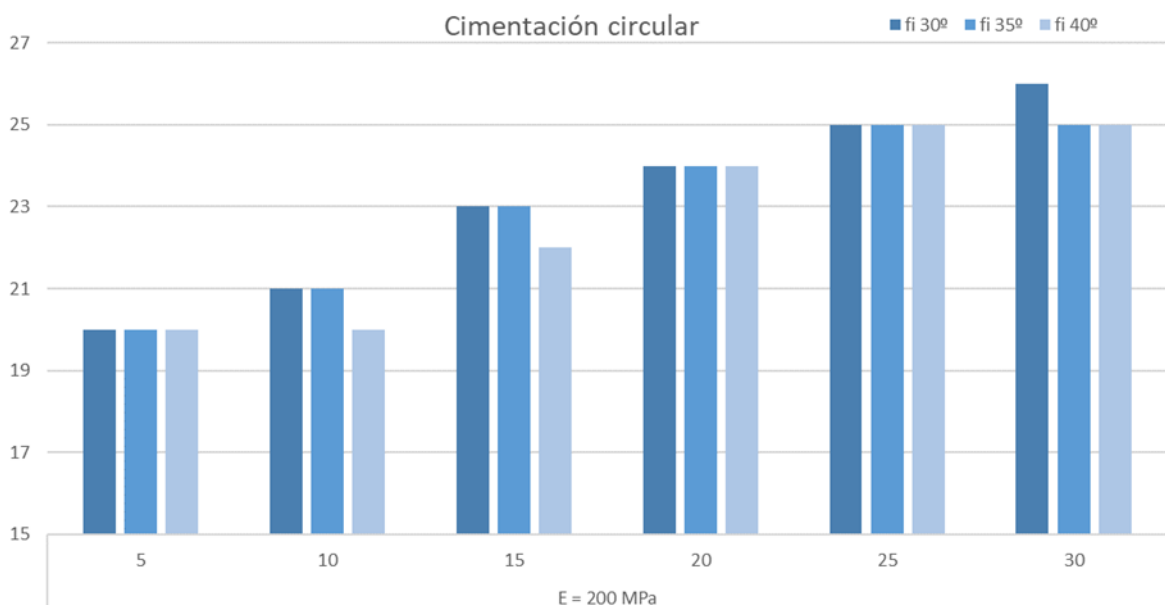


Figura 8.18. Resultados en la cimentación circular para un valor constante de $E=200$ MPa.

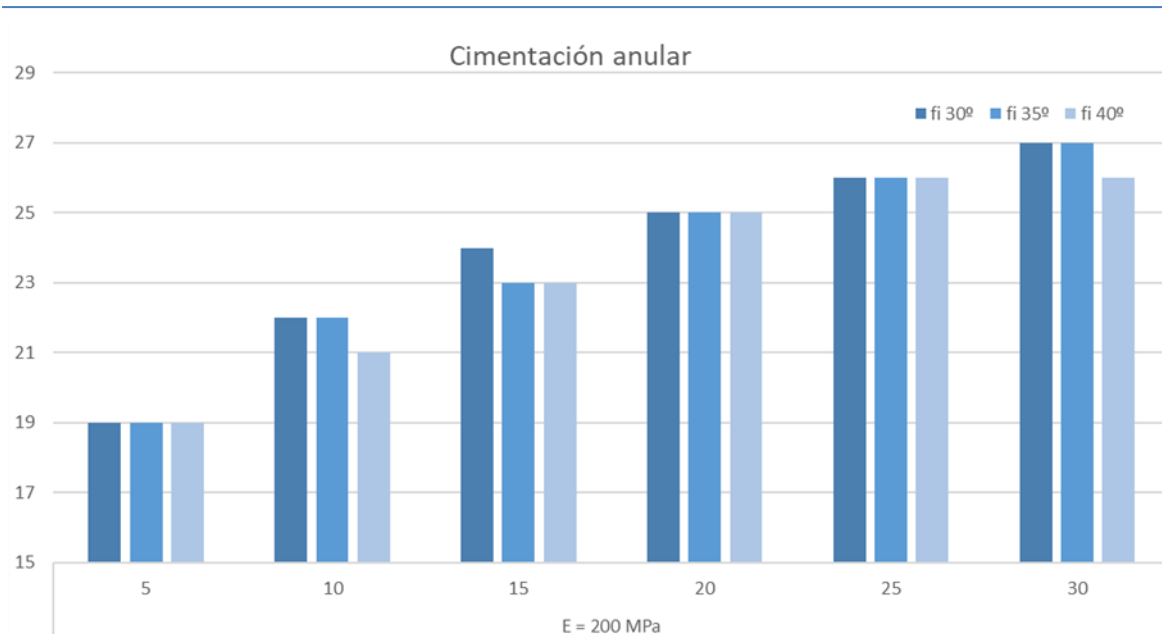


Figura 8.19. Resultados en la cimentación anular para un valor constante de E=200 MPa.

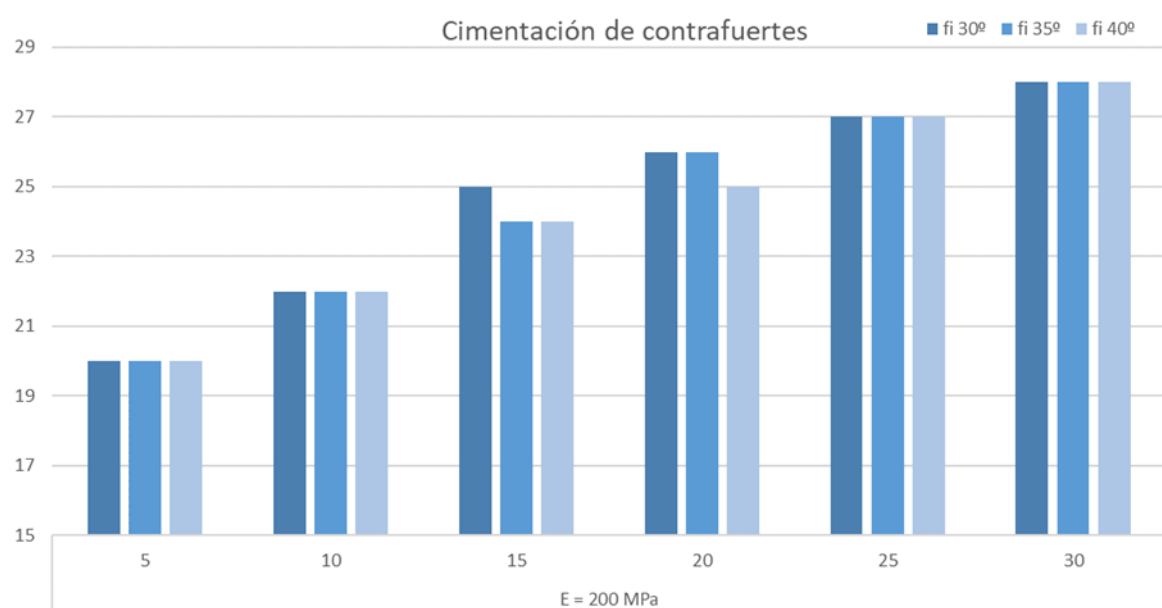


Figura 8.20. Resultados en la cimentación de contrafuertes para un valor constante de E=200 MPa.

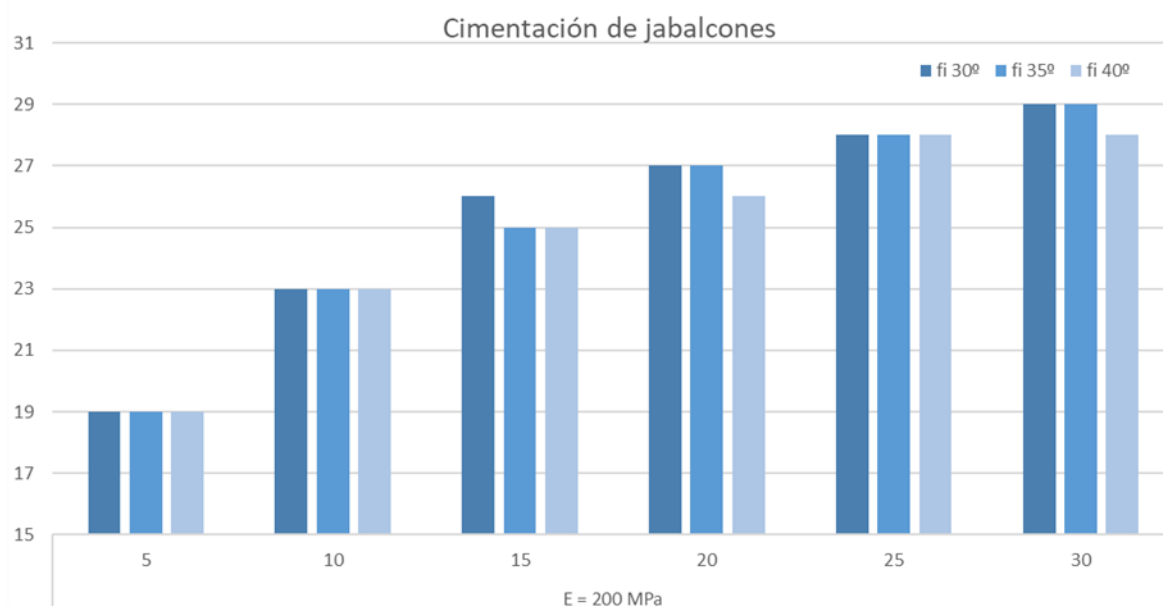


Figura 8.21. Resultados en la cimentación de jabalcones para un valor constante de $E=200$ MPa.

Comparando las cuatro gráficas anteriores, se puede ver que, para un mismo terreno, cuando este es de alta capacidad portante, empiezan a aparecer las soluciones dominadas por el levantamiento de la cimentación. Las soluciones dominadas por el levantamiento de menor diámetro se corresponden con la cimentación anular y la de jabalcones, debido, en el primer caso a una mejor redistribución del material y en el segundo a que su mayor altura aporta mucho mayor peso de tierras que contribuye a generar rigidez. Cuando domina la rigidez rotacional, la cimentación más compacta (cimentación circular), es la que menor dimensiones necesita para funcionar, mientras que la meno compacta (cimentación de jabalcones) es la que más. Esto es lógico, puesto que una mayor cantidad de hormigón aumenta la rigidez del conjunto terreno-cimentación, por lo que redistribuir el hormigón a otras formas implica un aumento de dimensiones.

La comparativa real se basa en comparar las magnitudes antes calculadas, comprobando así si esta redistribución del hormigón es eficiente o no. Para realizar esta comparativa se van a coger 3 terrenos, comparando las dimensiones resultados y los parámetros antes calculados, para analizar la influencia de la tipología. Los tres terrenos escogidos son el de menores dimensiones en esta división ($h=5$ m, $\Phi=40^\circ$), el de mayores dimensiones ($h=30$ m, $\Phi=30^\circ$) y uno intermedio ($h=15$ m, $\Phi=35^\circ$).

Para poder comparar en una misma gráfica todos los parámetros antes calculados, se ha relativizado cada una de las magnitudes con respecto al valor del resultado en la cimentación circular, pudiendo así realizar una comparativa en escala porcentual.

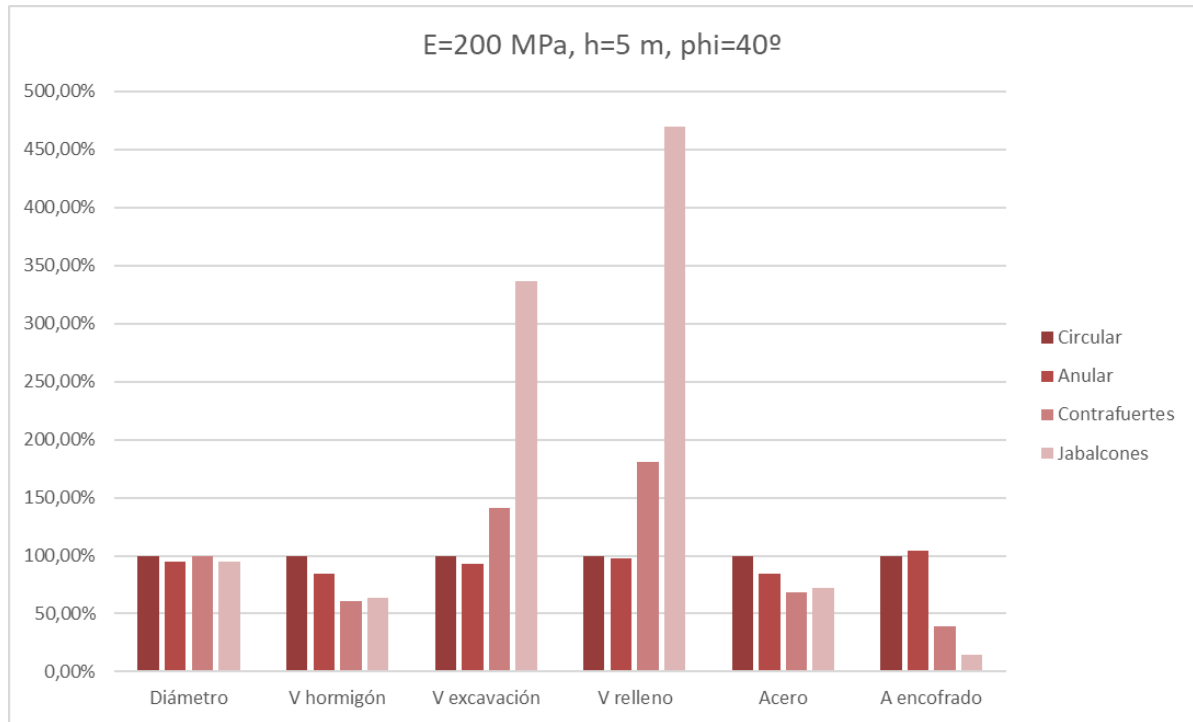


Figura 8.22. Comparativa de los resultados en el terreno E=200 MPa, h=5 m, $\Phi=40^\circ$.

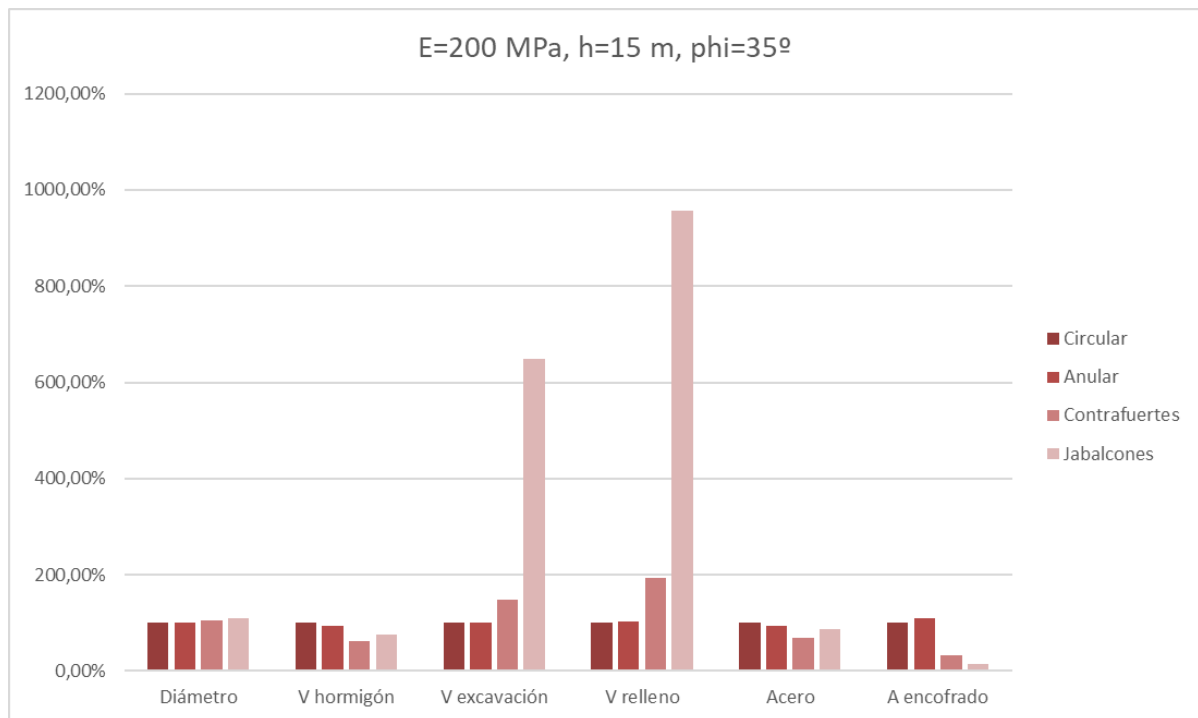


Figura 8.23. Comparativa de los resultados en el terreno E=200 MPa, h=15 m, $\Phi=35^\circ$.

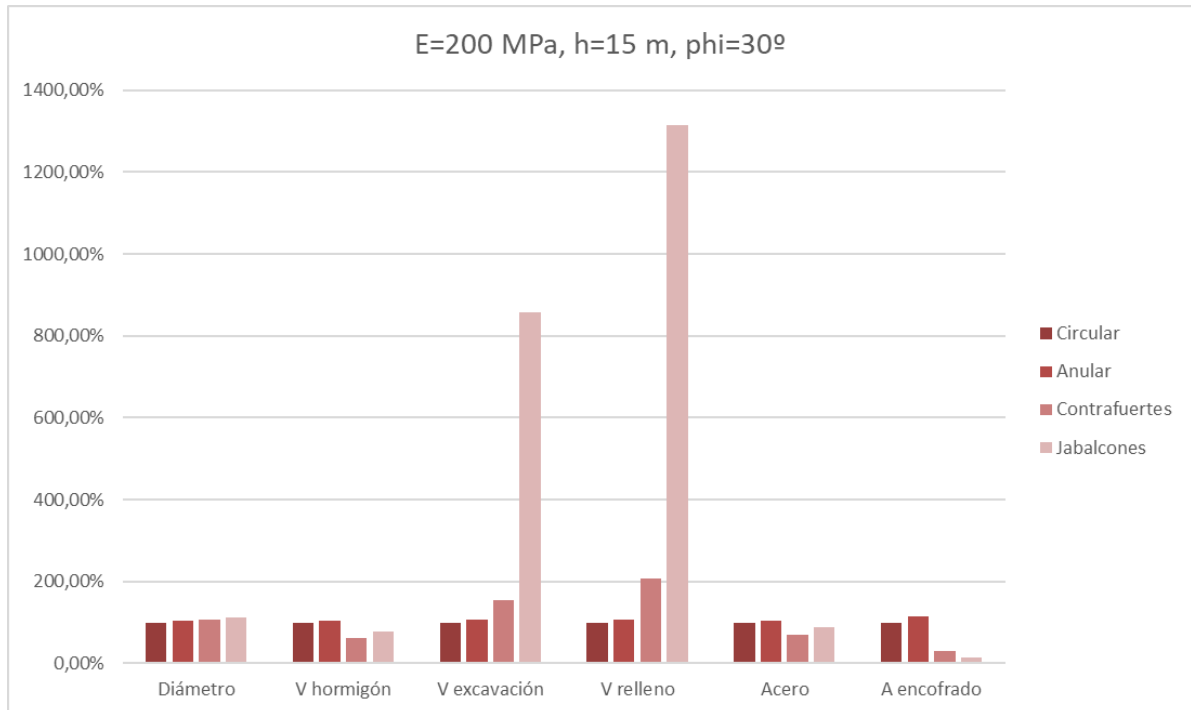


Figura 8.24. Comparativa de los resultados en el terreno E=200 MPa, h=30 m, $\Phi=30^\circ$.

Gracias a estas gráficas se puede comparar los resultados de cada una de las cimentaciones.

Comparando la cimentación circular con la anular, se puede ver que, para el peor terreno, esta cimentación no produce mejores resultados que la circular. Todos los parámetros analizados en el último terreno son mayores en la cimentación anular que en la circular, por lo que se puede concluir que los tiempos de construcción y el presupuesto necesario también serán mayores. Cuando el terreno es mejor (resto de casos) la cimentación anular tiene un mejor funcionamiento. En este caso, no se puede saber con precisión cual será la mejor opción, debido a que la cimentación anular necesita más encofrado, pero simultáneamente utilizará menos hormigón y acero. En cuanto al movimiento de tierras, como el resultado es el mismo en el parámetro de volumen de excavación, esto implica que un mayor volumen de relleno es una característica favorable, pues bajo el mismo volumen de excavación, cuanto más se aproveche menos se tendrá que llevar a vertedero.

Con respecto a la cimentación de contrafuertes, se puede apreciar que en todos los casos el movimiento de tierras necesario va a ser mayor, pero por la contra los encofrados, volúmenes de hormigón y acero van a ser siempre menores. Además, debido a la tipología, parte de la obra se realizará con elementos prefabricados que mejorarán el tiempo de construcción.

Se puede concluir que cuando el terreno es fácil de excavar, o cuando se pretende mejorar los plazos de la obra, la cimentación de contrafuertes es una buena opción. Si el terreno no es fácil de excavar sería necesario calcular el presupuesto de la cimentación para determinar cuál es la más favorable.

Con la cimentación de jabalcones ocurre algo parecido a lo que ocurre con la cimentación de contrafuertes. En todos los casos, las magnitudes correspondientes a los volúmenes de movimiento de tierras son mucho mayores con respecto al resto de cimentaciones, pero el hormigón, acero y encofrados necesarios son menores. En este caso, a simple vista no parece muy favorable la disposición de cimentaciones de jabalcones debido a que el movimiento de tierras necesario es muy grande.

Este movimiento de tierras aumenta considerablemente cuanto peor son las características resistentes del terreno, lo que también va en contra de la economía de la obra, pues es para los peores terrenos para los que más sencilla sería la excavación.

3.4. TERRENOS DE $E=500$ MPa.

Por último, se compararán los resultados de módulo de elasticidad $E=500$ MPa. Estos terrenos presentan, en todos los casos, los menores resultados de diámetro con respecto a los anteriores, puesto que, al ser más rígidos necesitarán una cimentación de menor tamaño para distribuir las cargas. A continuación, se presentan las gráficas ya expuestas de resultados para $E=500$ MPa en todos los terrenos.

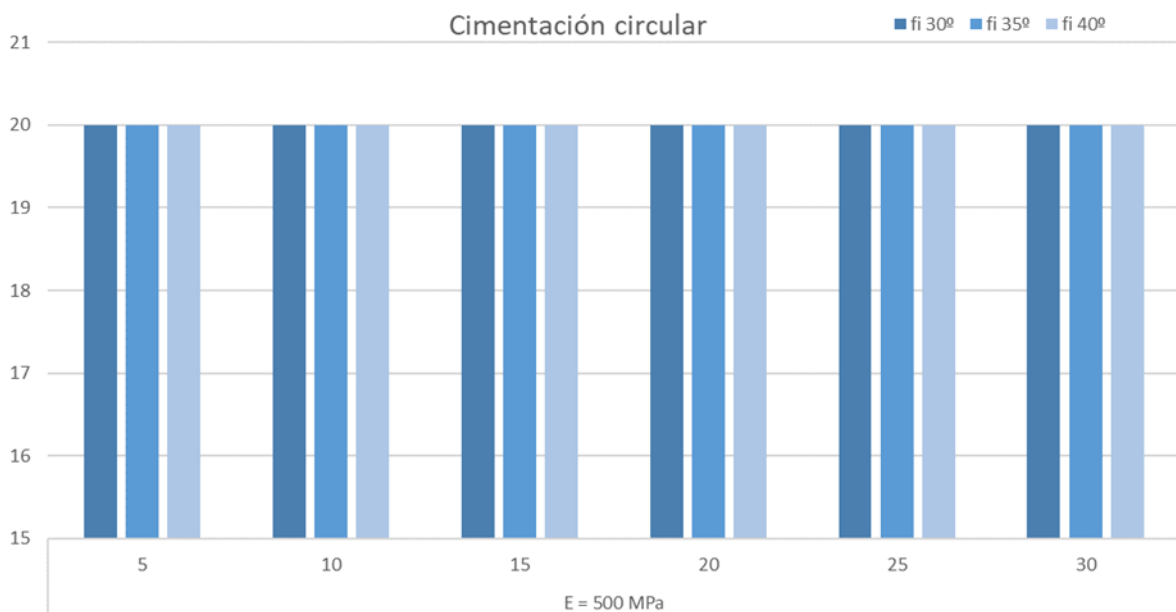


Figura 8.25. Resultados en la cimentación circular para un valor constante de $E=500$ MPa.

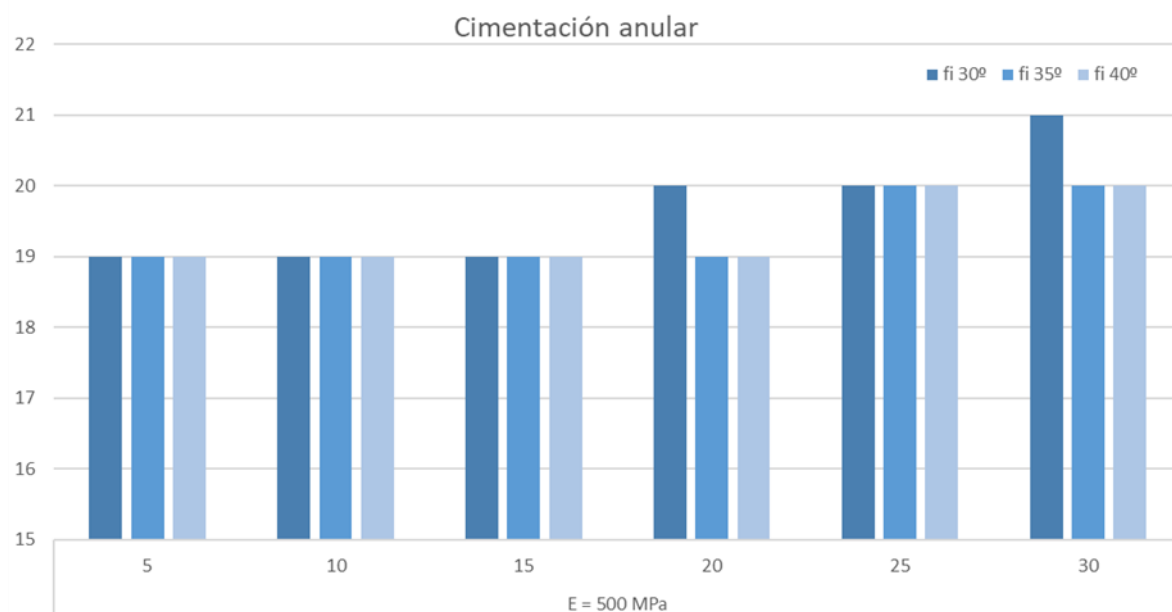


Figura 8.26. Resultados en la cimentación anular para un valor constante de $E=500$ MPa.

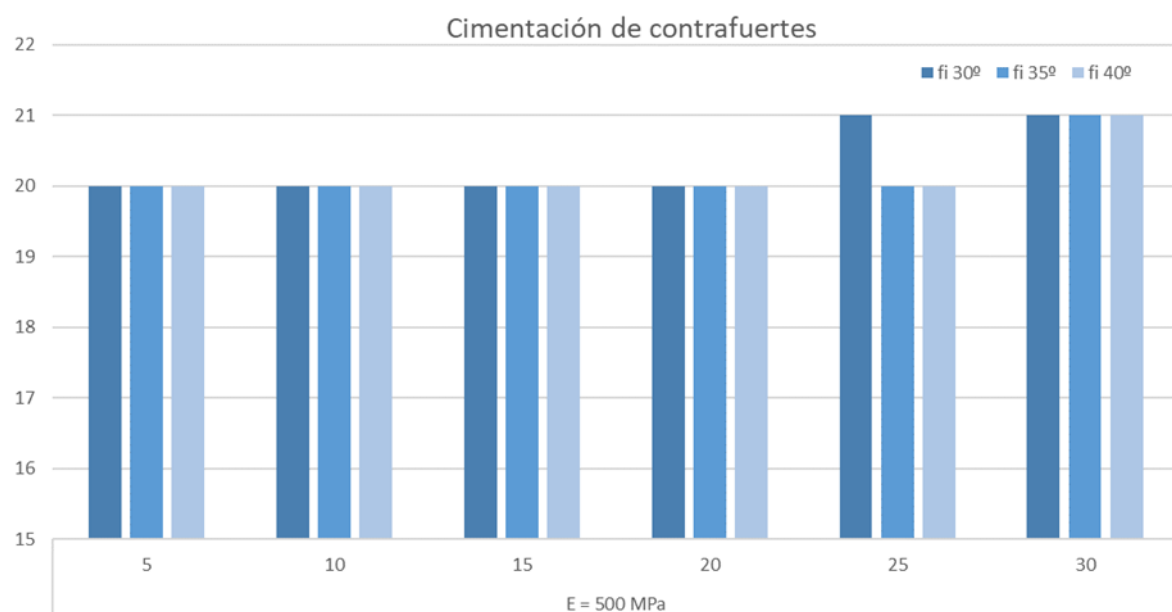


Figura 8.27. Resultados en la cimentación de contrafuertes para un valor constante de $E=500$ MPa.

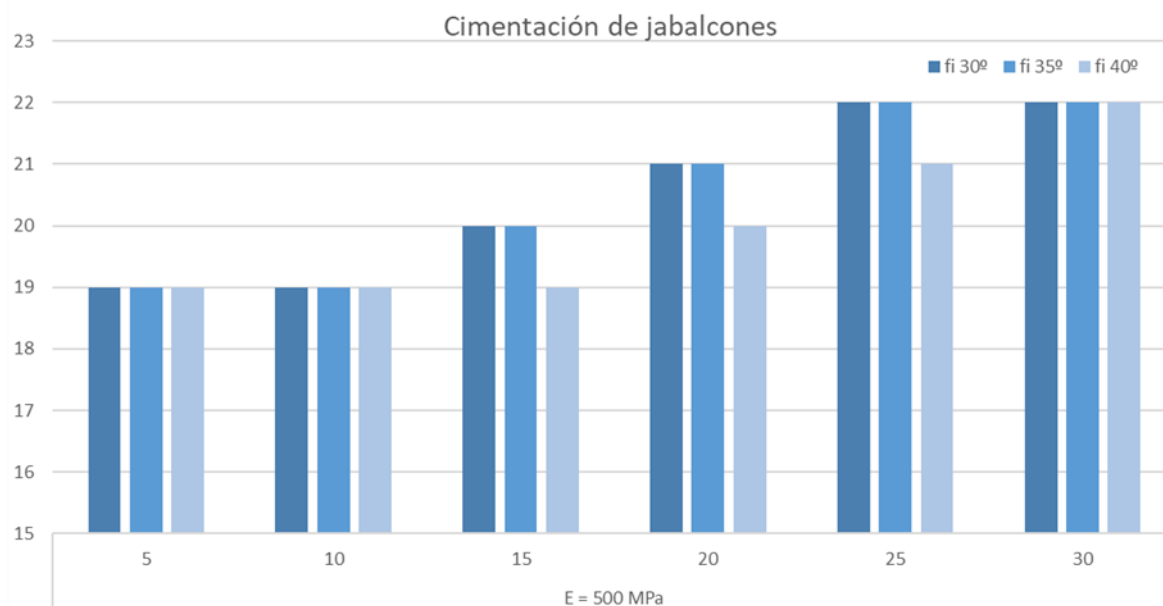


Figura 8.28. Resultados en la cimentación de jabalcones para un valor constante de $E=500$ MPa.

Comparando las cuatro gráficas anteriores, se puede ver que, para un mismo terreno, cuando este es de muy alta capacidad portante, la mayoría de las soluciones son las dominadas por el levantamiento de la cimentación. Las soluciones dominadas por el levantamiento de menor diámetro se corresponden con la cimentación anular y la de jabalcones, debido, en el primer caso a una mejor redistribución del material y en el segundo a que su mayor altura aporta mucho mayor peso de tierras que contribuye a generar rigidez. Cuando empieza a dominar la rigidez rotacional, la cimentación más compacta (cimentación circular), es la que menor dimensiones necesita para funcionar, mientras que la menos compacta (cimentación de jabalcones) es la que más. Esto es lógico, puesto que una mayor cantidad de hormigón aumenta la rigidez del conjunto terreno-cimentación, por lo que redistribuir el hormigón a otras formas implica un aumento de dimensiones.

La comparativa real se basa en comparar las magnitudes antes calculadas, comprobando así si esta redistribución del hormigón es eficiente o no. Para realizar esta comparativa se van a coger 3 terrenos, comparando las dimensiones resultados y los parámetros antes calculados, para analizar la influencia de la tipología. Los tres terrenos escogidos son el de menores dimensiones en esta división ($h=5$ m, $\Phi=40^\circ$), el de mayores dimensiones ($h=30$ m, $\Phi=30^\circ$) y uno intermedio ($h=15$ m, $\Phi=35^\circ$).

Para poder comparar en una misma gráfica todos los parámetros antes calculados, se ha relativizado cada una de las magnitudes con respecto al valor del resultado en la cimentación circular, pudiendo así realizar una comparativa en escala porcentual.

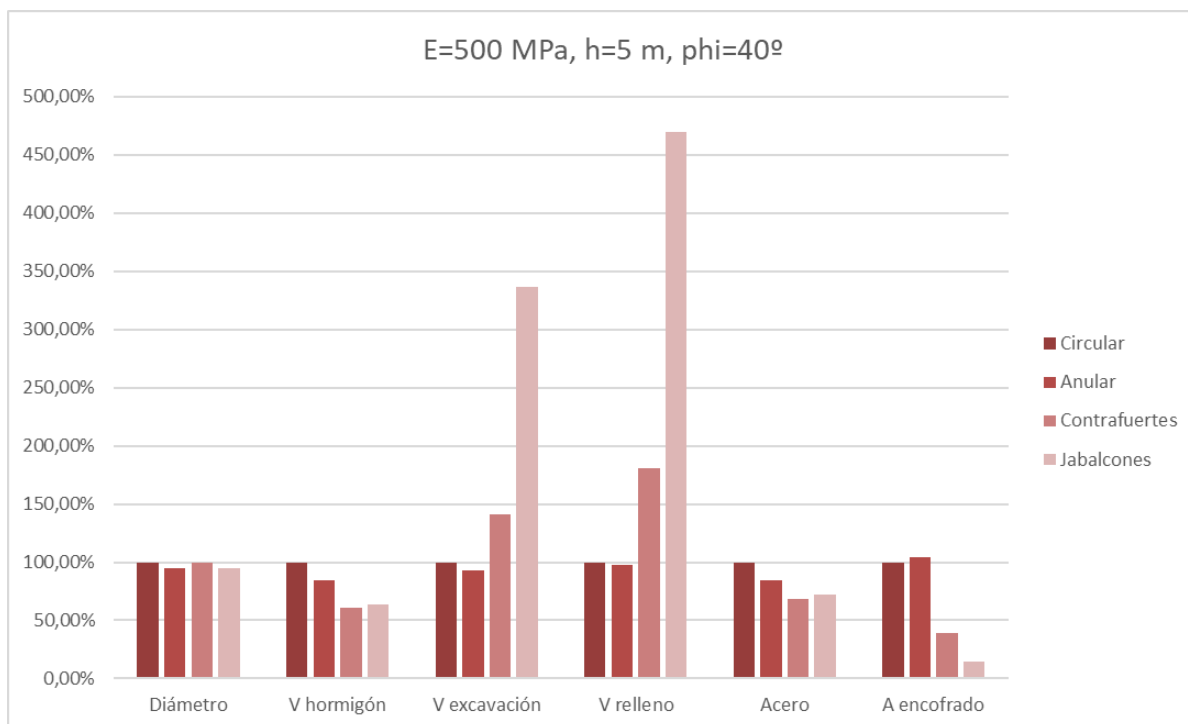


Figura 8.29. Comparativa de los resultados en el terreno E=500 MPa, h=5 m, $\Phi=40^\circ$.

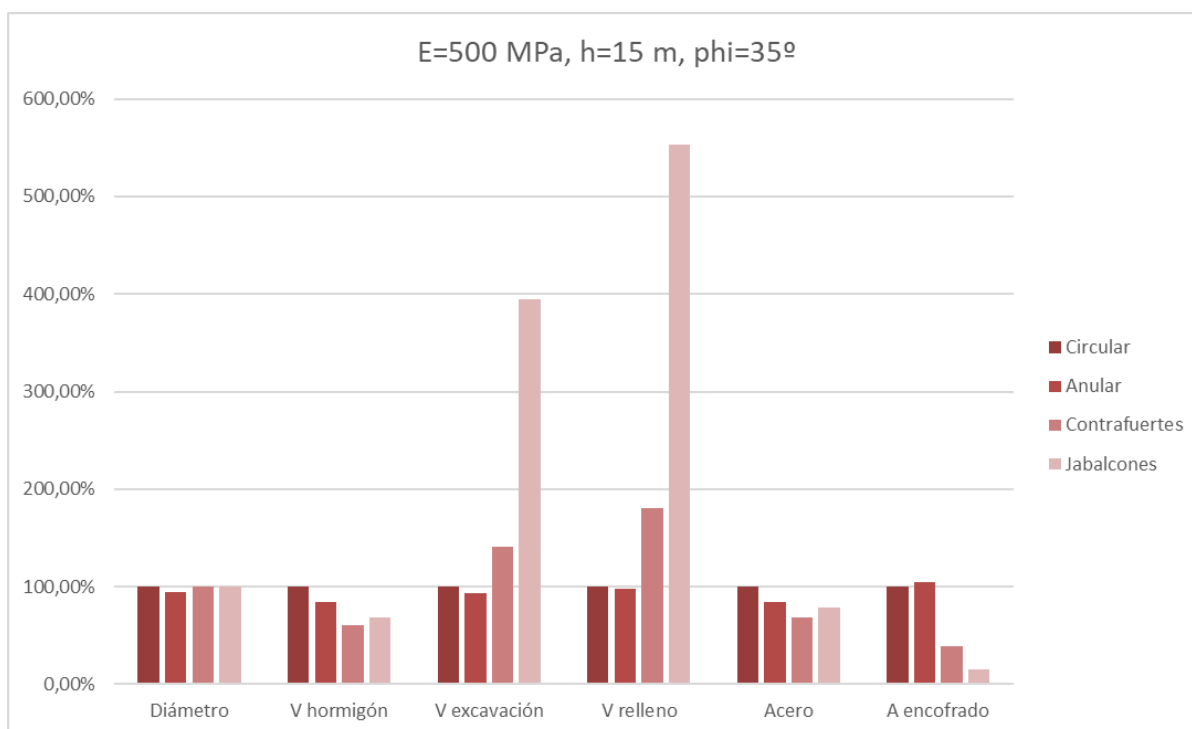


Figura 8.30. Comparativa de los resultados en el terreno E=500 MPa, h=15 m, $\Phi=35^\circ$.

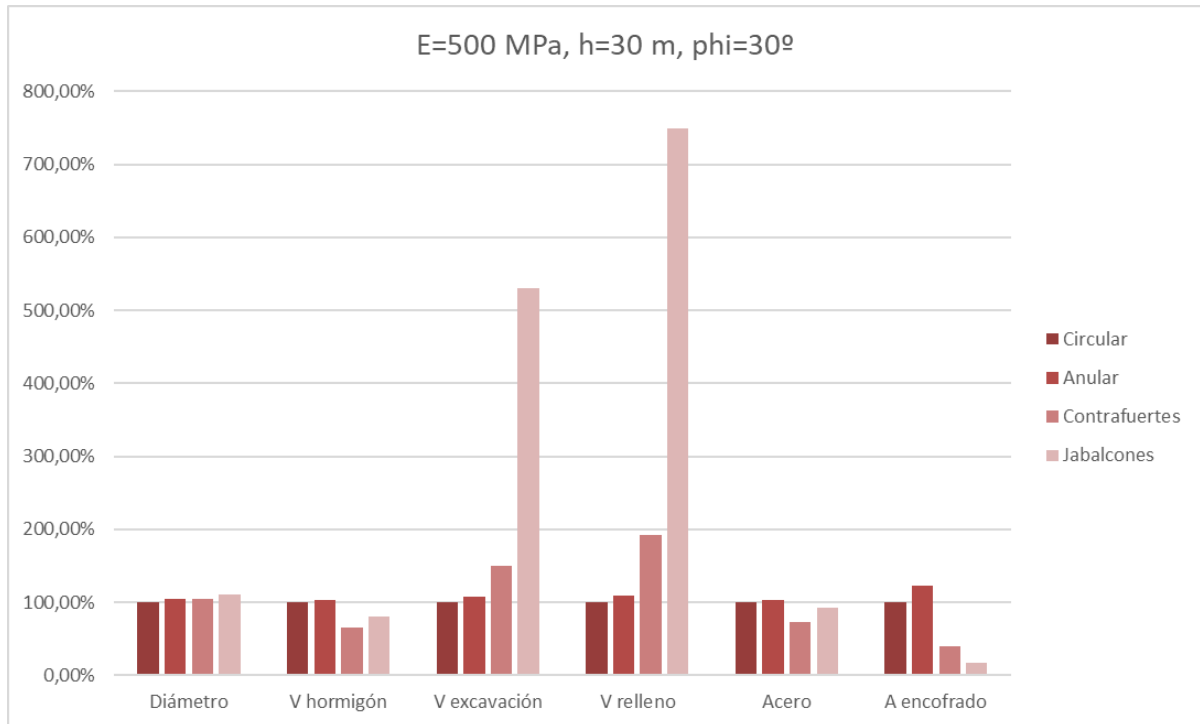


Figura 8.31. Comparativa de los resultados en el terreno E=500 MPa, h=30 m, $\Phi=30^\circ$.

Gracias a estas gráficas se puede comparar los resultados de cada una de las cimentaciones.

Comparando la cimentación circular con la anular, se puede ver que, para el peor terreno, esta cimentación no produce mejores resultados que la circular. Todos los parámetros analizados en el último terreno son mayores en la cimentación anular que en la circular, por lo que se puede concluir que los tiempos de construcción y el presupuesto necesario también serán mayores. Cuando el terreno es mejor (resto de casos) la cimentación anular tiene un mejor funcionamiento. En este caso, no se puede saber con precisión cual será la mejor opción, debido a que la cimentación anular necesita más encofrado, pero simultáneamente utilizará menos hormigón y acero. En cuanto al movimiento de tierras, como el resultado es el mismo en el parámetro de volumen de excavación, esto implica que un mayor volumen de relleno es una característica favorable, pues bajo el mismo volumen de excavación, cuanto más se aproveche menos se tendrá que llevar a vertedero.

Con respecto a la cimentación de contrafuertes, se puede apreciar que en todos los casos el movimiento de tierras necesario va a ser mayor, pero por la contra los encofrados, volúmenes de hormigón y acero van a ser siempre menores. Además, debido a la tipología, parte de la obra se realizará con elementos prefabricados que mejorarán el tiempo de construcción.

Se puede concluir que cuando el terreno es fácil de excavar, o cuando se pretende mejorar los plazos de la obra, la cimentación de contrafuertes es una buena opción. Si el terreno no es fácil de excavar sería necesario calcular el presupuesto de la cimentación para determinar cuál es la más favorable.

Con la cimentación de jabalcones ocurre algo parecido a lo que ocurre con la cimentación de contrafuertes. En todos los casos, las magnitudes correspondientes a los volúmenes de movimiento de tierras son mucho mayores con respecto al resto de cimentaciones, pero el hormigón, acero y encofrados necesarios son menores. En este caso, a simple vista no parece muy favorable la disposición de cimentaciones de jabalcones debido a que el movimiento de tierras necesario es muy grande.

Este movimiento de tierras aumenta considerablemente cuanto peor son las características resistentes del terreno, lo que también va en contra de la economía de la obra, pues es para los peores terrenos para los que más sencilla sería la excavación.

CAPÍTULO 9. CONCLUSIONES.

1. CONCLUSIONES.

El cálculo de las dimensiones de una cimentación para un aerogenerador va a depender de manera importante de las características del terreno en el que se va a disponer dicha cimentación. En este trabajo se ha analizado la influencia del módulo de elasticidad, la profundidad a la que se encuentra el estrato rígido profundo y el ángulo de rozamiento interno del material que forma el terreno en el cálculo de las dimensiones de la cimentación. De este análisis se han obtenido, con independencia de la tipología de cimentación con la que se haga el estudio las siguientes conclusiones:

- Como es obvio, las características del terreno (rigidez del terreno, profundidad a la que se encuentre el estrato rígido, ángulo de rozamiento interno) van a influir en el resultado del cálculo de las dimensiones de las cimentaciones. El ángulo de rozamiento interno del material, aunque influye en el resultado, lo hace de una manera claramente menos importante que los otros dos factores. A veces, en la cimentación de jabalcones, el ángulo de rozamiento interno puede ser la diferencia entre que exista o no una solución (cuando el módulo de elasticidad es de valores medios).

El cálculo de las dimensiones de las cimentaciones se ha realizado considerando su deslizamiento, vuelco y hundimiento, calculados de manera analítica, y también criterios más específicos, como son el levantamiento de la cimentación, tanto en combinación de cargas cuasipermanentes como extremas sin mayorar, el asiento máximo y la rigidez rotacional del conjunto. El deslizamiento, vuelco y hundimiento no han sido en ninguno de los casos los criterios dominantes en el cálculo de las cimentaciones. Dependiendo de las características del terreno, se ha apreciado para todas las cimentaciones el siguiente comportamiento:

- Cuando el módulo de elasticidad del terreno es bajo, los estratos de pequeño espesor no son capaces de absorber toda la deformación, siendo el criterio dominante el asiento máximo del estrato donde se cimenta.
- En terrenos rígidos (módulos de elasticidad alto y estratos de poco espesor), el criterio de cálculo dominante es el levantamiento de la cimentación en combinación de cargas cuasipermanente. Cuando el criterio dominante es el levantamiento de la cimentación, el terreno pierde influencia en el cálculo, puesto que el levantamiento está dominado principalmente por la excentricidad de las cargas. Es por esto por lo que cuando domina este criterio, las variaciones en las características del terreno no afectan a las dimensiones finales.
- En el resto de los terrenos (terrenos de rigidez baja con espesores de estrato mayores, y terrenos de rigidez media), es la rigidez rotacional el criterio de cálculo pésimo.
- Las dimensiones que se obtienen como resultado en cada terreno, van a depender del propio terreno y de la tipología de la cimentación. Con excepción de aquellos casos donde el cálculo está dominado por el levantamiento de la cimentación, la cimentación más compacta (cimentación circular), es la que menor dimensiones necesita para funcionar, mientras que las menos compactas (cimentación de contrafuertes y de jabalcones) son las

que más. Esto es lógico, puesto que una mayor cantidad de hormigón aumenta la rigidez del conjunto terreno-cimentación, por lo que redistribuir el hormigón a otras formas implica un aumento de dimensiones.

Con respecto a la idoneidad de utilizar una u otra cimentación, partiendo de la cimentación circular como punto de referencia, las conclusiones que se han obtenido son las siguientes:

- En principio, la cimentación de jabalcones, tal y como está definida en este estudio, presenta algunas limitaciones. En los terrenos analizados de peores características, es imposible disponer esta cimentación, puesto que no es posible llegar a una solución, debido a que los criterios de asiento y rigidez rotacional no se cumplen simultáneamente para ninguna dimensión. En los terrenos en los que si hay solución, la utilización de dicha cimentación necesitará un estudio en detalle, puesto que, aunque esta cimentación reduce la necesidad de acero, hormigón y encofrado, y al utilizar elementos prefabricados reduce los tiempos en obra, la excavación necesaria para poder realizarla es muy grande. En este documento, para partir con las mismas hipótesis en todas las cimentaciones, se han analizado todas las cimentaciones enterrándolas completamente. Para la cimentación de jabalcones, podría analizarse un enterramiento parcial de la cimentación, solución que será capaz de reducir considerablemente la excavación necesaria, mejorando así el gran problema detectado para estas cimentaciones, a costa de aumentar sus dimensiones, puesto que se perderá parte del efecto favorable que tiene el peso de tierras en la estabilidad de la cimentación.
- La cimentación de contrafuertes, al igual que la de jabalcones, reduce las necesidades de hormigón, acero y encofrados, y, además, parte del hormigón a disponer se dispone mediante piezas prefabricadas, reduciendo los tiempos en obra. Por la contra, también aumenta la necesidad de movimientos de tierras, pero de una forma más liviana que la cimentación de jabalcones.
- La cimentación anular, en la mayoría de los casos no constituye una mejora con respecto a la circular. En otros casos, cuando el terreno es de buenas características, es decir, los de diámetros más pequeños (19, 20, 21 m) esta cimentación si puede funcionar, puesto que, a costa de aumentar levemente la cantidad de encofrado necesaria, reduce el volumen de hormigón y la necesidad de acero.

Para determinar la idoneidad de una u otra cimentación según el terreno habría que realizar un análisis más exhaustivo, debido a que algunas características pueden hacer decantar la balanza en un sentido u otro. Otras cuestiones a tener en cuenta en este análisis son:

- Facilidad de anclaje de la torre en la cimentación. Las cimentaciones anular, de contrafuertes y de jabalcones, al presentar una cámara central sin hormigón, pueden simplificar el anclaje de la torre en la cimentación con respecto a la cimentación circular.
- Actividad económica. Este documento analiza cimentaciones para aerogeneradores. Estos aerogeneradores van a producir energía eléctrica, que generará beneficios económicos en la empresa que explote dichos aerogeneradores. Esto es importante, debido a que a dicha empresa le puede interesar disponer cimentaciones más caras, si estas implican una

reducción considerable de los tiempos de ejecución, comenzando así antes la actividad económica. Esto puede ser muy importante a la hora de decantar la balanza hacia la cimentación de contrafuertes o de jabalcones. Para poder tener esto en cuenta habría que calcular los plazos de ejecución de cada cimentación, su presupuesto, y los beneficios que generaría la actividad económica en la diferencia de plazos.

BIBLIOGRAFÍA

- Asociación Empresarial Eólica. (2016). *Eólica 2016. Toda la información del sector en el año 2015*.
- Asociación Empresarial Eólica. (2017). *Eólica 2017. Toda la información del sector en el año 2016*.
- Ayala, I. N. (2015). Diseño y Cálculo de la torre de un aerogenerador (Estudio Fin de Grado). Universidad del País Vasco.
- Det Norske Veritas. (1992). *Classification Notes NO. 30.4. Foundations*. Høvik, Norway.
- Det Norske Veritas. (2002). *Guidelines for Design of Wind Turbines*. Copenhagen, Denmark.
- Energías Renovables Info. (12 de Noviembre de 2014). *Energía Eólica: Ventajas e inconvenientes*. Obtenido de <http://www.energiarenovablesinfo.com/eolica/energia-eolica-ventajas-inconvenientes/>
- EWEA, The European Wind Energy Association. (2016). *Wind in power 2015 European Statistics*.
- Germán, V. H. (2012). Optimización del Diseño de la Cimentación para un Aerogenerador de Gran Altura. Universitat Politècnica de Catalunya.
- Gray, L. (17 de Marzo de 2011). *Shadow flicker: rotating blades can cause headaches*. Obtenido de <http://www.telegraph.co.uk/news/earth/earthnews/8386273/Shadow-flicker-rotating-blades-can-cause-headaches.html>
- GWEC, Global Wind Energy Council. (2017). *Global Wind Statistics 2016*.
- Jimeno, J. E., Lleida, J. L., & Serna, J. S. (2015). *España Patente nº 2 548 297*.
- Jonkman, J. M. (2007). *Dynamics Modeling and Loads Analysis of an Offshore Floating Wind Turbine*.
- Ministerio de Fomento. Gobierno de España. (2009). *Guía de cimentaciones en obras de carretera*.
- Ministerio de Fomento. Gobierno de España. (2011). *EHE-08. Instrucción de Hormigón Estructural*.
- Ojea, L. (21 de Marzo de 2017). *La quimera de instalar eólica marina en España*. Obtenido de <http://elperiodicodelaenergia.com/la-quimera-de-instalar-eolica-marina-en-espana/>
- Serna, J. S. (2014). *España Patente nº 2 524 840*.
- Wind Energy Foundation. (2016). *History of wind energy*. Obtenido de <http://windenergyfoundation.org/about-wind-energy/history/>